

RESISTÊNCIA À FORÇA CORTANTE DE VIGAS DE CONCRETO AUTO- ADENSÁVEL

Thomás Lima de Resende

Dissertação de Mestrado apresentada ao
Programa de Pós-graduação em Engenharia
Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio
de Janeiro, como parte dos requisitos
necessários à obtenção do título de Mestre em
Engenharia Civil.

Orientadores: Lidia da Conceição Domingues
Shehata
Ibrahim Abd El Malik Shehata

Rio de Janeiro
Maio de 2014

RESISTÊNCIA À FORÇA CORTANTE DE VIGAS DE CONCRETO AUTO-
ADENSÁVEL

Thomás Lima de Resende

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE) DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:

Prof. Lidia da Conceição Domingues Shehata, Ph.D.

Prof. Ibrahim Abd El Malik Shehata, Ph.D.

Prof. Regina Helena Ferreira de Souza, D.Sc.

Prof. Giuseppe Barbosa Guimarães, Ph.D.

Prof. Luiz Antonio Vieira Carneiro, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

MAIO DE 2014

Resende, Thomás Lima de

Resistência à força cortante de vigas de concreto auto-adensável/ Thomás Lima de Resende. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2014.

XI, 173 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Lidia da Conceição Domingues Shehata

Ibrahim Abd El Malik Shehata

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2014.

Referências Bibliográficas: p. 140-147.

1. Concreto auto-adensável. 2. Resistência à força cortante de vigas. I. Shehata, Lidia da Conceição Domingues, *et al.* II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

A quem devo tudo, minha família.

Agradecimentos

Aos meus pais Roberto e Leônia e irmão Lucas, fontes de inspiração, por acreditarem neste projeto.

À Iandra pelo amor, incentivo e paciência.

Aos familiares e amigos por compreenderem e compartilharem este momento.

Aos que me receberam aqui no Rio: Cérix, Sandra e todo o pessoal da minha segunda casa.

Aos amigos da COPPE pelos bons momentos vividos.

À Universidade Federal de Juiz de Fora pela formação e motivação para seguir na trajetória acadêmica.

À Universidade Federal do Rio de Janeiro pela oportunidade de estar em uma instituição de qualidade invejável.

À Lidia, com a certeza de que o meu aprendizado não seria o mesmo sem sua orientação.

Ao professor Ibrahim pelas aulas, orientação e valiosa ajuda na execução da parte experimental.

Aos professores da COPPE pelos ensinamentos e aos amigos Anísio, Santiago e Manoel pela colaboração em toda a parte experimental.

A todos os funcionários do Programa de Engenharia Civil que fizeram o trabalho acontecer.

Aos professores Carneiro (IME) e Silvosso (FAU – UFRJ) pela irrestrita disponibilidade para ajudar nos ensaios de corpos-de-prova.

À empresa Engemix Votorantim Cimentos pelo fornecimento do concreto.

À CAPES e à FAPERJ pelo fundamental apoio financeiro.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

RESISTÊNCIA À FORÇA CORTANTE DE VIGAS DE CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL

Thomás Lima de Resende

Maio/2014

Orientadores: Lidia da Conceição Domingues Shehata

Ibrahim Abd El Malik Shehata

Programa: Engenharia Civil

Para que o concreto seja auto-adensável (CAA), sua composição apresenta diferenças com relação à do concreto vibrado (CV) de mesma classe de resistência. Uma delas é o maior teor de pasta e menor de agregado graúdo, o que pode acarretar a redução do engrenamento de agregados entre superfícies de ruptura, um dos mecanismos resistentes à força cortante relevantes.

É feito resumo sobre propriedades dos CAA, fatores que influenciam a resistência à força cortante de vigas, expressões de normas para cálculo dessa resistência e estudos já realizados sobre comportamento à força cortante de vigas de CAA, alguns dos quais incluíram também vigas de CV para efeito de comparação. As resistências de 126 vigas de CAA e de CV sem e com armadura transversal projetadas para terem ruptura por força cortante são analisadas. Essa análise dá uma ideia de possíveis diferenças de comportamento ao cortante entre vigas de CAA e de CV, assunto de grande interesse e ainda pouco investigado.

Descreve-se o programa experimental desenvolvido neste estudo, que inclui 6 vigas esbeltas de CAA. As variáveis das vigas são as taxas geométricas das armaduras longitudinal de tração e transversal, estando as da transversal em torno das mínimas indicadas em normas.

Verifica-se haver tendência da resistência à força cortante de vigas de CAA ser menor que a de vigas de CV semelhantes e que a possível diferença depende de vários fatores.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

SHEAR STRENGTH OF SELF-CONSOLIDATING CONCRETE BEAMS

Thomás Lima de Resende

May/2014

Advisors: Lidia da Conceição Domingues Shehata
Ibrahim Abd El Malik Shehata

Department: Civil Engineering

To meet the required flowability, the mixture constituents and proportions of self-compacting concrete (SCC) differ from the ones of vibrated concrete (VC) of the same strength class. One of the differences is the higher paste content and lower coarse aggregate content, which can cause a reduction in the aggregate interlock between failure surfaces, one of the relevant shear resistance mechanisms.

It is made a summary about SCC properties, factors that affect the shear strength of beams, codes of practice expressions for calculating that resistance and previous studies on the shear behaviour of SCC beams, some of which included also VC beams for the sake of comparison. The strength of 126 SCC and VC beams with and without transverse reinforcement designed to have shear failure are analyzed. This analysis gives an idea of possible differences between the shear behaviour of SCC and VC beams, subject of great interest and still little investigated.

The experimental program of the current work, that included 6 SCC slender beams, is described. The variables of the beams were the ratios of tensile longitudinal and transverse reinforcement, being the transverse reinforcement ratios close to the minimum ones given by codes.

It is verified the tendency of CAA beams to have lower shear resistance than similar CV beams and that the possible difference depends on several factors.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 PROPRIEDADES DO CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL	4
2.1.1 Propriedades do CAA no estado fresco	4
2.1.2 Propriedades do CAA no estado endurecido	8
2.2 RESISTÊNCIA À FORÇA CORTANTE DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO	11
2.2.1 Vigas sem armadura transversal	11
2.2.2 Vigas com armadura transversal	15
2.3 MÉTODOS DE AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À FORÇA CORTANTE.....	16
2.4 RESISTÊNCIA À FORÇA CORTANTE DE VIGAS DE CAA	25
2.4.1 Estudo de LACHEMI <i>et al.</i> (2005).....	25
2.4.2 Estudo de HASSAN <i>et al.</i> (2008 e 2010)	27
2.4.3 Estudo de BEYGI <i>et al.</i> (2008).....	30
2.4.4 Estudo de CUENCA <i>et al.</i> (2009).....	30
2.4.5 Estudo de BOEL <i>et al.</i> (2010).....	32
2.4.6 Estudo de EL-NAWAWY <i>et al.</i> (2011).....	33
2.4.7 Estudo de ABED (2012)	35
2.4.8 Estudo de ATSHAN (2012).....	37
2.4.9 Estudo de SAFAN (2012).....	38
2.4.10 Estudo de LIN e CHEN (2012).....	41
2.4.11 Estudo de SALMAN <i>et al.</i> (2013)	43
2.4.12 Estudo de AREZOUMANDI e VOLZ (2013).....	45
2.5 ANÁLISE DOS DADOS DAS VIGAS ENSAIADAS	47
2.5.1 Número de vigas e faixas de parâmetros relevantes	47
2.5.2 Comparação de resistências à força cortante experimentais com calculadas	52
2.6 CONSIDERAÇÕES GERAIS	64
3. PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	86
3.1 INTRODUÇÃO	86
3.2 MATERIAIS DAS VIGAS	86

3.2.1	Concreto.....	86
3.2.2	Aço.....	88
3.3	ARMADURAS E ESQUEMA DE ENSAIO DAS VIGAS	89
3.4	CONFECÇÃO DAS VIGAS	99
3.5	MONTAGEM E EXECUÇÃO DOS ENSAIOS	100
3.6	RESULTADOS DOS ENSAIOS	102
3.6.1	Comportamento geral, cargas de fissuração e de ruptura	102
3.6.2	Deslocamento vertical.....	109
3.6.3	Deformação específica do concreto	111
3.6.4	Deformação específica das armaduras.....	114
4.	ANÁLISE DOS RESULTADOS	120
4.1	INTRODUÇÃO	120
4.2	DESLOCAMENTO VERTICAL	120
4.3	DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DO CONCRETO	122
4.4	DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DAS ARMADURAS.....	124
4.4.1	Deformação específica da armadura longitudinal.....	124
4.4.2	Deformação específica da armadura transversal.....	126
4.5	RESISTÊNCIA À FORÇA CORTANTE.....	128
5.	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	137
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	140
	APÊNDICE A.....	148
	APÊNDICE B.....	157
	APÊNDICE C.....	160
	APÊNDICE D.....	163

LISTA DE SÍMBOLOS

a – Distância de carga concentrada até o eixo de apoio

$a/agl = a/mc$ – Relação água/aglomerante em massa = relação água/material cimentício em massa

a/c – Relação água/cimento em massa

a/f – Relação água/finos em massa

A_{sw} – Área da seção transversal da armadura transversal no comprimento s

A_s – Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração

A_s' – Área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão

b_w – Largura da alma

CAA – Concreto auto-adensável

CV – Concreto vibrado

d – Altura útil

d_{max} – Dimensão máxima do agregado graúdo

E_c – Módulo de elasticidade do concreto

F – Carga concentrada aplicada na viga

$F_{cr,fl}$ – Carga concentrada aplicada na viga quando do aparecimento da primeira fissura de flexão

$F_{cr,v}$ – Carga concentrada aplicada na viga quando do aparecimento da fissura diagonal crítica

F_u – Carga concentrada última experimental

f_c – Resistência à compressão do concreto

f_{cd} – Resistência à compressão do concreto de cálculo

f_{ck} – Resistência à compressão do concreto característica

f_{cm} – Resistência à compressão do concreto média

f_{ct} – Resistência do concreto à tração direta

$f_{ct,m}$ – Resistência à tração do concreto média

f_{ctd} – Resistência à tração direta do concreto de cálculo

$f_{ct,sp}$ – Resistência à tração indireta do concreto

f_{st} – Resistência à tração do aço das armaduras longitudinais e transversais

f_y – Resistência ao escoamento do aço da armadura longitudinal

f_{yw} – Resistência ao escoamento do aço da armadura transversal

f_{ywd} – Resistência ao escoamento do aço da armadura transversal de cálculo

f_{ywk} – Resistência ao escoamento do aço da armadura transversal característica

f_{ywm} – Resistência ao escoamento do aço da armadura transversal média
 h – Altura da viga
 M – Momento fletor
 M_S – Momento fletor solicitante
 M_{Sd} – Momento fletor solicitante de cálculo
 s – Espaçamento da armadura transversal
 V – Força cortante
 V_c – Força cortante resistente de viga sem estribos
 V_{cr} – Força cortante correspondente ao aparecimento da fissura diagonal crítica
 V_R – Força cortante resistente
 V_{Rd} – Força cortante resistente de cálculo
 V_S – Força cortante solicitante
 V_{Sd} – Força cortante solicitante de cálculo
 V_{sw} – Força cortante resistente provida pela armadura transversal
 V_u – Força cortante resistente experimental
 ρ – Taxa geométrica de armadura longitudinal de tração
 ρ_w – Taxa geométrica de armadura transversal
 $\rho_{w,min}$ – Taxa geométrica de armadura transversal mínima
 γ_c – Coeficiente de minoração da resistência do concreto
 γ_s – Coeficiente de minoração da resistência do aço
 ϵ_s – Deformação específica do aço da armadura longitudinal
 ϵ_y^* – Deformação específica de escoamento correspondente ao gráfico tensão normal-deformação específica bilinear.
 θ – Ângulo da diagonal comprimida com o eixo longitudinal da viga
 z – Braço de alavanca

1. INTRODUÇÃO

A vibração adequada do concreto é um dos requisitos fundamentais para ter-se uma estrutura de concreto durável. Este fato, aliado à falta de mão de obra qualificada na construção civil, levou os japoneses a desenvolverem o concreto auto-adensável (CAA) nos anos 80, para resolver os problemas de concretagem em estruturas com formas complexas e/ou altas taxas de armadura (OKAMURA e OUCHI, 2003).

O concreto auto-adensável é um tipo de concreto que apresenta alta fluidez e moderada viscosidade para garantir que se adense pelo próprio peso, preenchendo toda a forma e mantendo a homogeneidade da mistura sem a necessidade de vibração mecânica (SCC EUROPEAN PROJECT GROUP, 2005).

O surgimento deste tipo de concreto gerou diversos benefícios, entre eles (KHAYAT, 1999; EFNARC, 2002; COUTINHO, 2011):

- Redução do tempo de construção decorrente da maior facilidade de concretagem;
- Preenchimento adequado de formas com geometria complexa e/ou com pequenas dimensões e altas taxas de armadura, eliminando defeitos de concretagem;
- Redução da mão de obra;
- Melhor acabamento superficial;
- Redução dos níveis de barulho durante a concretagem;
- Ambiente de trabalho mais seguro;
- Aumento da vida útil das formas.

Devido a essas vantagens, o uso desse concreto tem aumentado progressivamente, particularmente na indústria da pré-fabricação. Segundo informação da Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto (ABCIC, 2012), das 51 empresas de pré-fabricação a ela associadas em 2012, 45% já usava CAA, ficando a sua aplicação em torno de 50% a 100% do total de sua produção.

Para que ele seja capaz de preencher as formas sem necessidade de vibração, o concreto auto-adensável tipicamente tem maiores teores de aditivos redutores de água e de partículas finas e menor teor de agregados graúdos que o concreto vibrado (CV). Algumas vezes, aditivo modificador de viscosidade também é usado para aumentar a robustez do concreto auto-adensável. O comportamento do concreto auto-adensável ao longo do tempo depende dos tipos e teores das partículas finas (cimento e adições: cinza volante, sílica ativa, escória, metacaulim, cinza de casca de arroz, pó de calcário, por exemplo) e também dos aditivos empregados.

Em comparação com o CV da mesma classe de resistência, o aumento do teor de pasta e a redução do teor de agregados graúdos no CAA podem acarretar redução no módulo de elasticidade e maiores retração e deformação lenta, bem como redução no engrenamento dos agregados entre superfícies de ruptura, mas isso depende também das características da pasta e da zona de transição pasta-agregado, que tendem a ser mais densas e uniformes que no vibrado (SHEHATA *et al.*, 2012).

O engrenamento dos agregados nas superfícies de ruptura é um mecanismo resistente relevante em elementos estruturais que têm ruptura por força cortante, principalmente nos que têm nenhuma ou baixa taxa de armadura transversal. Já existem uns poucos estudos sobre resistência à força cortante de vigas de CAA, alguns dos quais mostram a possibilidade dessa resistência de vigas de CAA ser menor que a de vigas de CV com resistência à compressão semelhante. A relevância deste assunto e a limitada investigação sobre ele feita levou à realização do estudo aqui descrito sobre resistência à força cortante de vigas armadas de CAA. O estudo limita-se ao caso de vigas esbeltas de altura constante sem força normal.

No capítulo 2, é feito resumo sobre características e propriedades dos CAA, comportamento à força cortante de vigas de concreto armado e métodos de avaliação da resistência à força cortante de vigas de concreto armado dados por normas de cálculo. A seguir apresentam-se os estudos já realizados sobre resistência à força cortante de vigas armadas de CAA e é feita análise dos resultados obtidos. Alguns desses estudos incluíram também vigas de CV, o que permitiu comparar o comportamento de vigas de CAA e de CV com mesmas dimensões e armaduras. Reuniram-se resultados de 93 vigas de CAA e de 33 vigas de CV. A maioria dessas vigas tinha altura menor que ou igual a 300mm, relação entre vão de cisalhamento e altura menor que ou igual a 3,2, nenhuma armadura transversal e valores de taxa geométrica de armadura longitudinal de tração menor que ou igual a 4,5%. Os valores de resistência à compressão dos concretos variaram entre cerca de 25MPa e 75MPa, havendo maior concentração entre 35MPa e 55MPa. Os dados dessas vigas encontram-se reunidos no Apêndice A.

A revisão bibliográfica evidenciou a falta de investigação experimental sobre comportamento à força cortante de vigas com altura tendo valores usuais, de CAA de alta resistência e com taxa de armadura transversal mínima. Este é o caso enfocado no programa experimental deste estudo, que é descrito no capítulo 3. Ele incluiu seis vigas com seção transversal retangular com largura de 175mm, altura de 500mm e comprimento de 5000mm. Nelas variaram-se as taxas de armadura longitudinal (2,03% ou 2,48%) e transversal (0,066% a 0,170%) e o diâmetro da armadura transversal. A resistência à compressão do CAA

utilizado, que foi fornecido por concreteira, era de aproximadamente 70MPa. As vigas foram ensaiadas com carga concentrada, tendo-se relação entre vão de cisalhamento e altura útil de cerca de 2,82. Tabelas com os valores de deformações específicas e deslocamentos medidos nos ensaios constam do Apêndice D.

Os resultados dos ensaios são analisados no capítulo 4. Essa análise e a dos resultados de outros estudos levaram às conclusões apresentadas no capítulo 5. Constatou-se a tendência de vigas de CAA com f_c da ordem de 70MPa, altura de 500mm e armadura transversal mínima, terem tensão cisalhante nominal resistente menor que a de vigas semelhantes de CV.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 PROPRIEDADES DO CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL

2.1.1 Propriedades do CAA no estado fresco

O CAA no seu estado fresco deve apresentar características que deem a ele capacidade de fluir dentro da forma ao longo de determinado comprimento, preenchendo todos os espaços, passando por entre as armaduras sem obstrução do fluxo ou segregação (separação entre pasta e agregados).

Para que isso ocorra, em relação à composição dos concretos vibrados (CV), na dos CAA, em geral, tem-se menor teor de agregados graúdos e maiores teores de agregados miúdos e finos (cimento + adições reativas e/ou filers) e de superplastificante. Os CAA que precisam ter a capacidade de se movimentar ao longo de maiores distâncias horizontais necessitam de maior teor de finos. Muitas vezes são usados também aditivos modificadores de viscosidade nos CAA, em pequena quantidade, particularmente nos com menor teor de finos, para aumentar sua coesão e evitar segregação, e também para torná-los menos sensíveis às pequenas variações na proporção e condição de seus constituintes (maior robustez). A maior ou menor quantidade de agregados graúdos possível na composição depende da granulometria e forma dos agregados. Agregados arredondados, com menor dimensão máxima e granulometria mais contínua, tendem a propiciar maior fluidez e menor potencial de bloqueio do concreto frente a obstáculos.

A definição da composição dos CAA deve levar em conta a complexidade da geometria e o comprimento e a largura da forma a preencher, o tipo de elemento a concretar (piso, viga, parede, pilar, bloco de fundação), a densidade de armadura dentro da forma, o método de lançamento do concreto na forma e também os materiais disponíveis na região.

Enquanto para os CV, no estado fresco, normalmente faz-se apenas o ensaio de abatimento do tronco de cone, para os CAA, são necessários mais ensaios para sua caracterização. Na tabela 2.1 são reunidos os principais ensaios para os quais existem normas no Brasil e em outros países e na tabela 2.2 a característica avaliada por cada tipo de ensaio. Segundo a ABNT NBR 15823-1:2010, os ensaios de realização obrigatória no campo são os de espalhamento e do anel J.

No ensaio de espalhamento, usam-se os mesmos aparatos do ensaio de abatimento de tronco de cone e mede-se o diâmetro de espalhamento alcançado pelo concreto e também o tempo para que esse diâmetro chegue ao valor de 500mm (t_{500}).

Para o ensaio do anel J (ensaio do concreto não confinado), além dos aparatos do ensaio de espalhamento, usa-se um anel metálico com barras de aço, que é colocado em cima

da placa metálica da base e no meio do qual posiciona-se o molde tronco-cônico, que neste ensaio fica na posição invertida. Segundo a ABNT NBR 15823-3:2010, os resultados deste ensaio são a diferença entre os diâmetros médios obtidos no ensaio de espalhamento e neste ensaio e a observação de alguma obstrução à passagem do concreto pelas barras do anel J. No ensaio semelhante da EN 12350-12:2010, são medidas as alturas do concreto dentro e fora do anel e obtida a diferença.

No ensaio da caixa L (ensaio do concreto confinado), mede-se a relação entre as alturas do concreto no final e no início de uma caixa na forma de L com barras de aço em seu interior. No ensaio do funil V, mede-se o tempo necessário para que uma amostra de CAA flua através de orifício no fundo do funil.

A ABNT NBR 15823-6:2010 considera o método da coluna para avaliar a resistência à segregação, onde é utilizado um tubo seccionado em três partes. A coluna é preenchida com a amostra de concreto e, após 20 minutos da moldagem, são retiradas porções de concreto do topo e da base da coluna, das quais são separados os agregados graúdos, que, depois de limpos e secos, têm sua massa determinada. A resistência à segregação do concreto é avaliada em função da diferença percentual entre as massas de agregado graúdo das porções de concreto retiradas da base e do topo da coluna; quanto menor esta diferença maior é a resistência à segregação do concreto. A figura 2.1 dá uma ideia de como esses ensaios são feitos.

A tabela 2.3 apresenta a classificação dos CAA em função dos valores obtidos nesses ensaios. Na ABNT NBR 15823-1:2010 são dadas as classes mais indicadas para diferentes tipos de aplicação e a tabela 2.4 lista diretrizes a serem seguidas para definir a composição do CAA, visando assegurar fluidez, estabilidade e habilidade passante.

Tabela 2.1 – Principais ensaios de caracterização do CAA no estado fresco.

Tipo de ensaio	Norma		
	Brasileira	Européia	Americana
Espalhamento	ABNT NBR 15823-2:2010	EN 12350-8:2010	ASTM C1611/C1611M-09b
Anel J	ABNT NBR 15823-3:2010	EN 12350-12:2010	ASTM C1621/C1621M-09b
Caixa L	ABNT NBR 15823-4:2010	EN 12350-10:2010	-
Funil V	ABNT NBR 15823-5:2010	EN 12350-9:2010	-
Resistência à segregação	ABNT NBR 15823-6:2010	EN 12350-11:2010	ASTM C1610/C1610M-10 e C1712-09

Tabela 2.2 – Propriedades do estado fresco do CAA avaliadas por cada tipo de ensaio (EN 206-9:2010).

Ensaio	Fluidez	Habilidade Passante	Estabilidade	Viscosidade
Espalhamento	X			X(t ₅₀₀)
Anel J		X		
Caixa L		X		
Funil V				X
Resistência à segregação			X	



Espalhamento



Anel J



Caixa L



Funil V



Ensaio de segregação da coluna

Figura 2.1 – Ensaios de caracterização dos CAA no estado fresco.

Tabela 2.3 – Critérios para classificação dos CAA
(ABNT NBR 15823-1:2010 e EN 206-9:2010).

CLASSES (ensaio)	CRITÉRIOS	
	NBR 15823-1:2010	EN 206-9:2010
SF1 (espalhamento)	550 a 650 mm	550 a 650 mm
SF2 (espalhamento)	660 a 750 mm	660 a 750 mm
SF3 (espalhamento)	760 a 850 mm	760 a 850 mm
Tolerância para o valor alvo	-	± 50 mm
VS1 (espalhamento, t_{500})	≤ 2 s	< 2 s
VS2 (espalhamento, t_{500})	> 2 s	≥ 2 s
Tolerância para o valor alvo	-	± 1 s
Classe PJ1 (Anel J)	25 a 50 mm com 16 barras	≤ 10 mm com 12 barras
Classe PJ2 (Anel J)	0 a 25 mm com 16 barras	≤ 10 mm com 16 barras
Classe VF1 (Funil V)	≤ 8 s	< 9 s
Classe VF2 (Funil V)	9 a 25 s	9 a 25 s
Tolerância para o valor alvo	-	± 3 s para caso < 9 s ± 5 s para caso > 9 s
Classe PL1 (Caixa L)	$\geq 0,80$, com duas barras de aço	$\geq 0,80$, com duas barras de aço
Classe PL2 (Caixa L)	$\geq 0,80$, com três barras de aço	$\geq 0,80$, com três barras de aço
Classe SR1 (Resistência à segregação)	≤ 20 %	≤ 20 %
Classe SR2 (Resistência à segregação)	≤ 15 %	≤ 15 %

Tabela 2.4 – Diretrizes para a definição da composição do CAA
(KHAYAT, 1999, p.346).

Excelente capacidade de fluir	Boa estabilidade	Baixo risco de bloqueio
<u>1. Aumentar a capacidade da pasta de fluir</u> - Usando superplastificantes; - Balanceando a relação água/finos (a/f); <u>2. Reduzir o atrito inter-partículas</u> - Reduzindo o volume de agregado graúdo (grande volume de pasta); - Usando finos de granulometria contínua.	<u>1. Reduzir a segregação:</u> - Limitando o teor de agregados; - Reduzindo a dimensão máxima do agregado; - Aumentando coesão e viscosidade, com baixa relação a/f e aditivo modificador de viscosidade; <u>2. Minimizar a exsudação</u> - Usando pouca água; - Adotando baixa relação a/f; - Usando finos de área superficial alta; - Aumentando o teor de modificador de viscosidade.	<u>1. Melhorar a coesão para reduzir a segregação durante a movimentação do CAA:</u> - Adotando baixa relação a/f; - Usando modificador de viscosidade; <u>2. Compatibilizar o espaçamento livre entre as armaduras longitudinais com a quantidade e a dimensão máxima do agregado graúdo:</u> - Usando baixo teor de agregado graúdo; - Diminuindo a dimensão máxima do agregado graúdo.

2.1.2 Propriedades do CAA no estado endurecido

No estado endurecido, os ensaios de caracterização dos CAA são iguais aos dos CV.

As propriedades dos CV e dos CAA para diferentes idades dependem dos tipos e proporções dos materiais que os compõem e da interação entre eles. Em face disso, dependendo do que se fixa e do que se varia nos concretos, a comparação das suas propriedades para uma determinada idade pode resultar em diferentes conclusões. As conclusões de comparações feitas para idades baixas também podem ser diferentes daquelas feitas para idades mais altas, em função dos materiais finos usados (SHEHATA *et al.*, 2012).

As figuras 2.2 e 2.3 exemplificam como, dependendo do que se fixa, as resistências à compressão dos concretos podem variar com a relação água/aglomerante (a/agl), a idade e o tipo de adição. Os gráficos dessas figuras foram traçados com os resultados do estudo de TUTIKIAN (2004). Nos concretos vibrados (REF), não foi usada adição; nos auto-adensáveis usaram-se como adições filer calcário (FC), metacaulim (MC) ou cinza de casca de arroz (CCA).

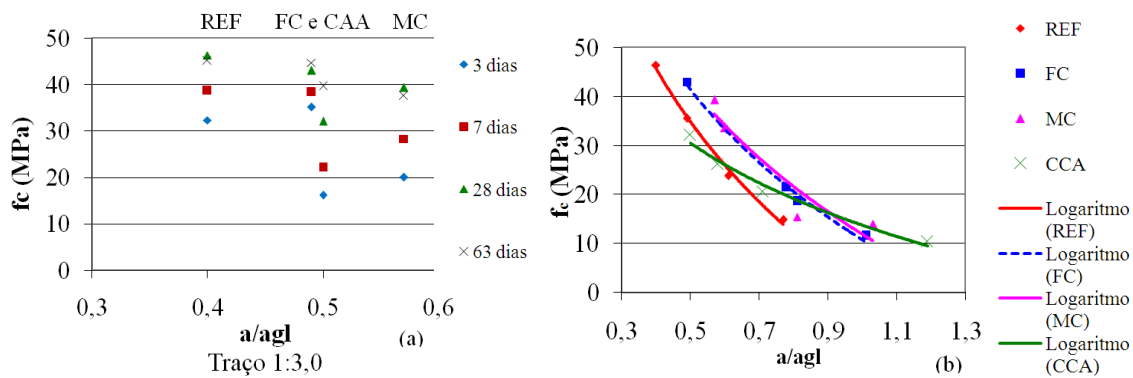


Figura 2.2 – (a) Resistência à compressão em função da relação água/aglomerante de concretos com mesma relação entre teores em massa de aglomerantes e materiais inertes (traço 1:m). (b) Resistências à compressão aos 28 dias em função de a/agl (COUTINHO, 2011, p.36).

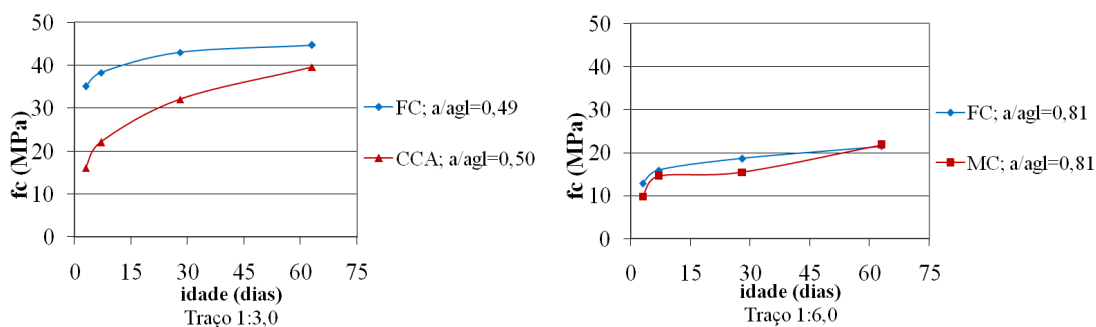


Figura 2.3 – Resistência à compressão em função da idade de concretos com mesma relação entre teores em massa de aglomerantes e materiais inertes (traço 1:m) e mesma relação água/aglomerante (COUTINHO, 2011, p.37).

Em grande parte dos estudos sobre propriedades dos concretos auto-adensáveis, foi feita comparação entre esses concretos e vibrados de mesmo valor de resistência à compressão ou de relações água/cimento e água/aglomerante, mas as composições dos dois tipos de concreto diferiram não só pelos teores de materiais, para que pudesse haver a diferenciação nas características no estado fresco, mas também pelos tipos de materiais. Estas variações levaram por vezes a conclusões de diferentes estudos contraditórias.

Portanto, há que se ter cuidado ao tentar extrapolar conclusões tiradas a partir de um determinado conjunto de concretos vibrados e auto-adensáveis para outros conjuntos.

A diversidade de materiais componentes e suas proporções nos concretos vibrados e auto-adensáveis usados nos estudos já realizados tornam difícil estabelecer comparações entre as propriedades desses concretos, permitindo apenas verificar tendências que possam servir de orientação para quem for projetar estruturas de concreto auto-adensável.

Como os concretos auto-adensáveis têm maior teor de pasta e menor teor de agregados graúdos que os vibrados de resistência à compressão semelhante, eles tendem a ter valores de módulo de elasticidade menores, mas isso vai depender do que se variou nas composições para se passar da condição de concreto vibrado para a de auto-adensável e da idade dos concretos.

Analisando a relação entre as resistências à tração por compressão diametral e à compressão de um conjunto de concretos ensaiados por diferentes autores, não foi verificada por COUTINHO (2011) tendência de diferença entre os concretos vibrados e auto-adensáveis, ficando a resistência à tração, de maneira geral, entre cerca de 6% e 12% da de compressão e sendo ela menor para os concretos de maior resistência.

Resultados de ensaios de arrancamento de barras de aço do concreto também não mostraram uma tendência clara de diferença entre os valores de resistência de aderência de concretos vibrados e auto-adensáveis de mesma resistência à compressão, embora seja de se esperar melhores resultados nos CAA, devido à ausência de vibração e maior homogeneidade nesses concretos.

De maneira geral, os estudos analisados por COUTINHO (2011) evidenciaram, para diferentes idades, valores de retração e de deformação lenta de concretos auto-adensáveis maiores que os para aqueles de concretos vibrados. De acordo com diferentes autores, isso se deve ao fato dos concretos auto-adensáveis possuírem maiores teores de pasta e menores teores de agregados graúdos em sua composição que os vibrados. A retração dos CAA, entretanto, pode ser reduzida com a combinação adequada de adições e do emprego de aditivo redutor de retração (LEEMANN *et al.*, 2011).

2.2 RESISTÊNCIA À FORÇA CORTANTE DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO

As vigas de concreto armado são dimensionadas para que, submetidas aos momentos fletores e às forças cortantes correspondentes aos carregamentos a que serão submetidas, tenham comportamento em serviço adequado (abertura de fissuras e deslocamentos dentro de certos limites) e ruptura dúctil.

Embora vigas com função estrutural sejam, em geral, providas de armadura transversal mínima, que visa evitar ruptura brusca da viga quando do aparecimento da fissura diagonal crítica, o entendimento dos mecanismos resistentes de vigas sem armadura transversal serve de base para a avaliação da resistência à força cortante de elementos sem essa armadura, como lajes e sapatas, e contribui para o entendimento do comportamento de vigas com armadura transversal e para a definição da armadura transversal mínima.

2.2.1 Vigas sem armadura transversal

A figura 2.4 representa, de maneira esquemática, os parâmetros que, em geral, são considerados como principais contribuintes para a resistência à força cortante de vigas sem armadura transversal.

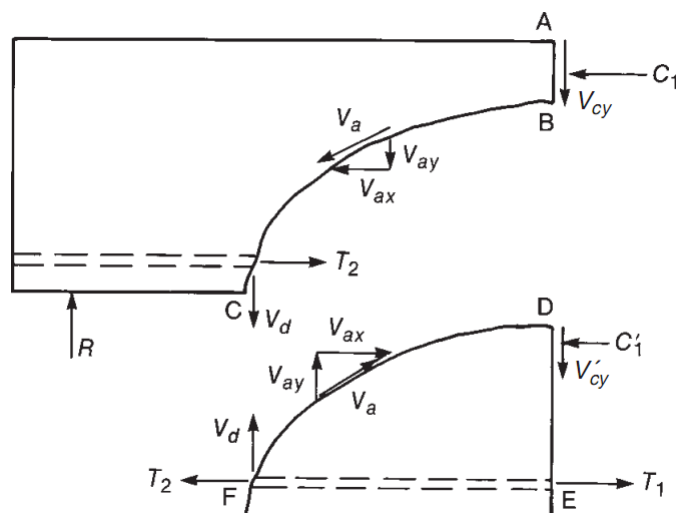


Figura 2.4 – Forças internas de uma viga sem armadura transversal depois do surgimento da fissura diagonal crítica (WIGHT e MACGREGOR, 2012, p.255).

Segundo WIGHT e MACGREGOR (2012), ao se formar a fissura diagonal crítica, a força cortante passa a ser resistida por diferentes parcelas; as referentes ao

concreto não fissurado da região comprimida (V_{cy}), ao engrenamento dos agregados (V_a) na fissura diagonal e à ação de pino da armadura longitudinal de tração (V_d). Com o aumento da abertura de fissura, a parcela V_a diminui e as outras duas aumentam. Quando V_d acarreta fendilhamento do concreto ao longo da armadura longitudinal, V_d diminui e V_{cy} aumenta, até que ocorra esgotamento da capacidade resistente da região comprimida. Há que se comentar que pesquisas recentes, a partir de registros fotográficos com câmera de alta velocidade, indicam que a fissura longitudinal ao longo da armadura longitudinal tracionada e o prolongamento da fissura diagonal crítica na direção da face mais comprimida são fenômenos pós-pico de carga (KHAJA e SHERWOOD, 2013).

A resistência à força cortante depende, portanto, da altura da linha neutra, da existência de mesa na região comprimida e da taxa de armadura longitudinal de tração, fatores relacionados com o dimensionamento à flexão, e da capacidade de transmissão de cortante na fissura diagonal. Em vigas em que há cargas perto dos apoios, tem-se ainda o efeito benéfico da transmissão direta dessas cargas para os apoios (ação de arco).

De acordo com SWAMY *et al.* (1973), a resistência à força cortante de vigas T é maior que a de vigas de seção transversal retangular de mesma largura de alma e armaduras, e a diferença depende não só da relação entre largura da mesa e largura da alma, mas também das armaduras longitudinais e transversais.

Em vigas em que a força cortante é a principal causa de ruptura, maior taxa de armadura longitudinal de tração (ρ) leva a ter-se menor tensão nessa armadura e maior efeito de pino e também menor abertura de fissuras. Como a contribuição do engrenamento do agregado depende da abertura das fissuras, maior taxa de armadura longitudinal acarreta maior valor dessa contribuição. Ou seja, há interação entre os mecanismos resistentes à força cortante. Pelo fato da eficiência da ação de pino da armadura longitudinal ser limitada pela resistência à tração do seu cobrimento de concreto, a ação de pino é menos efetiva em elementos sem armadura transversal do que naqueles com armadura transversal. Segundo LEONHARDT e MONNIG (2008) e REGAN (2000), a resistência à força cortante depende também da aderência da armadura longitudinal, mas essa influência pode ser desconsiderada na prática (REGAN, 2000).

De acordo com KHAJA e SHERWOOD (2013), a resistência à força cortante depende do par ρ e M/V e não de ρ isoladamente. Esses dois parâmetros podem ser

considerados por meio da relação $M/(Vdp)$, que está diretamente relacionada com a deformação específica da armadura longitudinal, que, por sua vez, define espaçamento e abertura das fissuras a meia altura da viga. Vigas ensaiadas por esses autores que tinham mesma relação $M/(Vdp)$ apresentaram tensões cisalhantes nominais resistentes semelhantes. Note-se que, em vigas com carga concentrada distando a dos apoios, $M/(Vdp) = a/(dp)$.

A contribuição do engrenamento dos agregados, cuja importância tem sido mostrada em diferentes estudos desde os anos 60 (FENWICK e PAULAY, 1968), depende dos deslocamentos relativos entre as faces das fissuras e da rugosidade dessas faces. A rugosidade está relacionada com as partículas de agregados graúdos nas faces da fissura, e do fato da fissura contornar ou atravessar esses agregados, o que depende das características da pasta de cimento, da interface pasta-agregado e do tipo de agregado. No caso da fissura atravessar os agregados, o que pode ocorrer em concretos de alta resistência e concretos com agregados de calcário (REGAN *et al.*, 2005; ALBAJAR, 2008; SAGASETA e VOLLUM, 2011) ou leves, as faces das fissuras ficam menos rugosas e a contribuição do engrenamento é menor. Segundo WALRAVEN (1980), todas as partículas com dimensão máxima maior que duas vezes a abertura da fissura contribuem na transferência de tensões cisalhantes na fissura. Portanto, a dimensão máxima do agregado também é fator influente na contribuição do engrenamento; agregados com maior dimensão tendem a propiciar maior rugosidade nas faces das fissuras. Ensaaios de vigas esbeltas de concreto armado, com $d=1400\text{mm}$, onde se variou apenas a dimensão máxima do agregado ($d_{\text{max}}=9,5\text{mm}, 19\text{mm}, 38\text{mm}, 51\text{mm}$) realizados por SHERWOOD (2008) mostraram a tendência do aumento da resistência à força cortante à medida que se aumentou d_{max} .

Mantendo-se taxa de armadura longitudinal e concreto constantes, o aumento da altura efetiva de vigas com pouca ou nenhuma armadura transversal implica na redução da tensão cisalhante nominal resistente das vigas, o que é conhecido como “efeito escala”. Com esse aumento da altura, as fissuras inclinadas ficam mais espaçadas e com maior abertura, diminuindo, assim, a parcela resistente ao cortante relativa ao engrenamento dos agregados. De acordo com TAYLOR (1974), aumentando-se a dimensão máxima do agregado proporcionalmente ao aumento das dimensões da seção da viga, a redução da resistência à força cortante é menor.

Estudo de SHERWOOD (2008) mostrou que o espaçamento de fissuras a meia altura das vigas e lajes sem armadura transversal tende a ser aproximadamente igual à metade da altura efetiva, independentemente do valor dessa altura. Então, quando essa altura aumenta, o espaçamento longitudinal das fissuras aumenta proporcionalmente e, conseqüentemente, há aumento da abertura das fissuras e diminuição da capacidade de engrenamento dos agregados. Com a adição de adequada armadura longitudinal distribuída ao longo da altura da viga, controla-se essa fissuração e pode-se eliminar o efeito escala (SHERWOOD, 2008). ALBAJAR (2008) relata resultados de estudos que sugerem ser o efeito de escala menos relevante nos casos de vigas curtas do que nos de vigas esbeltas.

As normas de cálculo, em geral, estipulam armadura longitudinal mínima distribuída para vigas com altura maior que determinado valor, para controle de fissuração na alma, o que pode favorecer a resistência à força cortante. Isso, entretanto, segundo SHERWOOD (2008), depende do espaçamento vertical e da área da seção por camada dessa armadura. Na ABNT NBR 6118:2014, por exemplo, o valor de altura acima do qual é indicada essa armadura é 600mm, na CSA A23.3:2004 é 750mm e na ACI 318:2011 é 915mm.

A tabela 2.5 dá ideia da ordem de grandeza das parcelas de contribuição dos diferentes mecanismos resistentes na resistência à força cortante. Nela verifica-se a relevância da parcela referente ao engrenamento dos agregados.

Tabela 2.5 – Parcelas de contribuição dos mecanismos resistentes em vigas sem armadura transversal, de acordo com diferentes estudos.

Autor	Características das vigas ensaiadas	% de contribuição na resistência à força cortante		
		Concreto na região comprimida	Efeito de pino da armadura longitudinal	Engrenamento dos agregados
TAYLOR (1974)	$a/d=2,3$ a $4,0$ $\rho=1,00\%$ $d_{\max} = 20\text{mm}$ $f_c = 45\text{MPa}$	20% a 40%	15% a 25%	33% a 50%
SARKAR e BOSE (1999)	$b_w=150\text{mm}$ $h=250\text{mm}$ $d=225\text{mm}$ $L(\text{vão})=1800\text{mm}$ $a/d=2$ $\rho=2,92\%$ Agregado graúdo britado de andesito; $d_{\max} = 20\text{mm}$ $f_c=40\text{MPa}$ a 110MPa	13% a 17%	53% a 43%	34% a 40%

2.2.2 Vigas com armadura transversal

Além da inclusão de uma nova parcela resistente ao cortante (figura 2.5), a armadura transversal, por controlar a abertura das fissuras, aumenta a contribuição do engrenamento dos agregados e, por controlar também as fissuras de fendilhamento que tendem a ocorrer no nível da armadura longitudinal de tração, aumentam a contribuição do efeito de pino dessa armadura.

Investigação de YU e BAŽANT (2011) indicou que estribos diminuem o efeito de escala na resistência à força cortante de vigas com altura de até cerca de 1m, mas não o eliminam e, nas vigas com altura maior ainda, não alteram esse efeito.

Ao ensaiar vigas de concretos com agregados graúdos de seixo rolado ou de calcário britado, SAGASETA e VOLLUM (2011) constataram que a menor resistência à força cortante verificada por diferentes autores em vigas de concreto com agregado de calcário sem armadura transversal decorrente da fratura desse agregado não se repetiu nas com estribos (valores de $\rho_w f_{yw}$ maiores que cerca de 1MPa).

Ensaio realizados por SHERWOOD (2008) evidenciaram que o engrenamento dos agregados é o principal mecanismo resistente em vigas esbeltas levemente armadas.

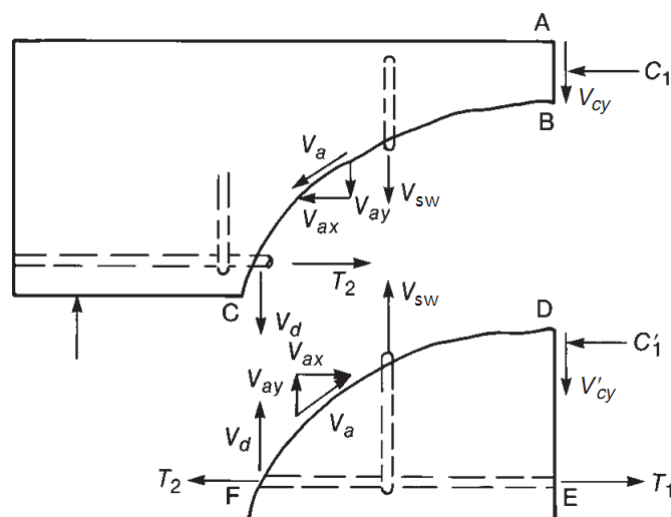


Figura 2.5 – Forças internas de uma viga com armadura transversal
(WIGHT e MACGREGOR, 2012, p.260).

2.3 MÉTODOS DE AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À FORÇA CORTANTE

Embora o comportamento de vigas sob a ação de força cortante venha sendo estudado há mais de 100 anos, não há consenso sobre a melhor forma de avaliar a resistência à força cortante de elementos sem e com armadura transversal, podendo haver grandes diferenças entre as resistências fornecidas por diferentes expressões existentes na literatura. Isso deve-se à dificuldade em traduzir matematicamente o comportamento à força cortante de elementos de concreto armado, em quantificar a influência dos vários parâmetros intervenientes e a sua interação.

O tipo de expressão geral comumente adotado para o caso de vigas com altura constante e sem força normal é:

$$V_R = V_c + V_{sw}$$

onde V_c visa representar a resistência de vigas sem estribos ou, ficando do lado conservador, a força cortante sob a qual aparece a fissura diagonal crítica e V_{sw} é a resistência provida pelos estribos, que é obtida a partir de um modelo de treliça tendo diagonais comprimidas a um ângulo θ com o eixo longitudinal da viga, havendo limite máximo para V_R que corresponde à força cortante que acarreta ruptura dessas diagonais comprimidas.

Considerando-se apenas o caso de estribos perpendiculares ao eixo longitudinal da viga (caso mais utilizado na prática), tem-se, então:

$$V_R = V_c + (A_{sw}/s) z f_{ywd} \cot\theta \leq \alpha_V f_{cd} b_w z \cot\theta / (1 + \cot^2\theta)$$

onde $\alpha_V f_{cd}$ é a resistência à compressão da diagonal comprimida, tendo α_V valor em torno de 0,5 a 0,6.

Embora tenha havido tentativas de estabelecer embasamento teórico da parcela V_c (KANI, 1964; COLLINS e MITCHELL, 1990; HSU, 1996, etc.), ela é mais comumente dada por expressão obtida empiricamente e nela reside a maior diferença entre as expressões já propostas para avaliar V_R . Segundo algumas expressões, o único parâmetro que influencia a resistência à força cortante de vigas sem armadura transversal é a resistência à tração do concreto (que pode constar como função da resistência à compressão); em outras, entram também taxa geométrica de armadura longitudinal, altura efetiva e dimensão máxima do agregado. É comum desconsiderar o parâmetro a/d (ou L/d no caso de carga distribuída), pois a parcela V_c das normas é para vigas esbeltas.

Algumas normas e recomendações de projeto de estruturas de concreto adotam para V_c expressões que têm como base a teoria dos campos de compressão modificada de COLLINS e MITCHELL (1990): CSA A23.3:2004; AASHTO:2004; FIB MC 2010. Essa teoria leva em conta a resistência à tração residual entre fissuras, considera compatibilidade de deformações (expressa em termos de deformações médias num determinado comprimento que contém várias fissuras) além das condições de equilíbrio, assume equações constitutivas para o concreto e o aço e admite que as direções das tensões e deformações principais coincidem. É considerado que a maior parte da força cortante de vigas sem armadura transversal é resistida por engrenamento dos agregados nas fissuras abaixo da linha neutra e relaciona a capacidade de transmissão de cortante pelo engrenamento com a deformação específica longitudinal e espaçamento das fissuras a meia altura da viga, altura útil e dimensão máxima do agregado. Ela não é de aplicação imediata, necessitando de processo iterativo, tendo sido simplificada para constar das normas e recomendações acima citadas. Pode-se, entretanto, para análises específicas, lançar mão do programa de livre acesso RESPONSE 2000 para utilizá-la (BENTZ, 2000).

O FIB MC 2010 introduziu estratégia diferenciada no cálculo de resistência à força cortante, apresentando três níveis de aproximação: I, II e III. Quanto maior o nível de aproximação, mais complicado é o cálculo, mas valores mais próximos dos reais são esperados. O nível I é, portanto, o de mais fácil aplicação, sendo também o mais conservador. O nível I é o mais apropriado para uso em projeto preliminar, enquanto o nível III deve ser o adotado em avaliação de estruturas existentes.

O valor de θ adotado é 45° ou escolhido dentro de faixa geralmente entre cerca de 30° e 45° . Ao diminuir o ângulo θ da treliça, aumenta-se a tensão normal nas diagonais comprimidas e a força no banzo tracionado. Se for adotada a teoria do campo de compressão modificada, o valor de θ é definido em função da deformação específica da armadura longitudinal de tração. Quando é usado $\theta < 45^\circ$, costuma-se considerar valor de V_c menor do que o usado para $\theta = 45^\circ$ (caso do método II da ABNT NBR 6118:2014).

Algumas normas de projeto de estruturas consideram que, quando a força cortante solicitante é maior que V_c , $V_R = V_{sw}$ (caso da EN 1992-1-1:2004 e de dois dos procedimentos do FIB MC 2010).

Nas tabelas 2.6 a 2.9 são dados exemplos das expressões para cálculo de V_R que constam em recomendações e normas de projeto de estruturas de concreto, considerando apenas o caso enfocado neste estudo, que é o de vigas de concreto de massa específica convencional, de altura constante, sem força normal e com armadura transversal perpendicular ao eixo longitudinal da viga. Nessas tabelas constam também taxas de armadura transversal mínima e espaçamentos máximos dessa armadura.

A menos da ACI 318:2011, que permite que em alguns casos a armadura transversal mínima seja dispensada, as normas e recomendações enfocadas nas tabelas 2.6 a 2.9 prescrevem taxa geométrica de armadura transversal mínima a adotar.

A armadura transversal mínima objetiva evitar ruptura brusca logo após a formação da fissura diagonal crítica, prover as vigas de alguma ductilidade, bem como minimizar abertura de fissuras sob cargas de serviço (SNEED e RAMIREZ, 2009). Ela pode ainda ter a função de diminuir o efeito de escala verificado em vigas sem armadura transversal e evitar a instabilidade da armadura longitudinal junto à face comprimida das vigas.

Nas tabelas 2.6 a 2.9, observa-se que os valores indicados para $\rho_{w,min}f_{yw}$ dependem apenas da resistência do concreto, mas, segundo LEE e KIM (2008) e RAO e INJAGANERI (2011), $\rho_{w,min}f_{yw}$ deveria depender também de a/d e ρ .

Investigação de JOHNSON e RAMIREZ (1989) mostrou que a reserva de resistência à força cortante ($V_R - V_{cr}$, sendo V_{cr} a força cortante correspondente ao aparecimento da fissura diagonal crítica) de vigas com baixas taxas de armadura transversal diminui com o aumento de f_c , sendo isso mais crítico em vigas com maiores valores de a/d e menores valores de ρ . De acordo com ANGELAKOS *et al.* (2001), a margem de segurança de vigas com baixas taxas de armadura transversal diminui com o aumento de d e f_c e diminuição de ρ .

Estudo de SNEED e RAMIREZ (2009), abrangendo vigas com altura entre 600mm e 900mm sem armadura longitudinal distribuída na região tracionada e taxa de armadura transversal com valor igual à mínima indicada na ACI 318:2008 (igual ao da ACI 318:2011) ou menor que ele, levou à conclusão de que, embora a baixa taxa de armadura levasse a resistências maiores que a dada pela expressão de V_c da ACI 318:2008, algumas vigas apresentaram resistência menor que a obtida fazendo-se $V_R = V_c + V_{sw}$.

Tabela 2.6 – Avaliação de V_{Rd} de acordo com a ABNT NBR 6118:2014.

Modelo I	$V_{Rd} = \frac{(0,42 b_w d f_{ct,m})}{\gamma_c} + \frac{0,9 \rho_w f_{ywk} b_w d}{\gamma_s} \leq \left[0,27 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{ck} b_w d \right] / \gamma_c$	$\gamma_c = 1,4$
Modelo II	$V_{Rd} = V_c + \frac{0,9 \rho_w f_{ywk} b_w d \cot \theta}{\gamma_s} \leq V_{Rd,max} = \left[0,54 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{ck} b_w d \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} \right] / \gamma_c$ <p>$30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ \quad (1,00 \leq \cot \theta \leq 1,73)$</p> <p>$V_c = \frac{(0,42 b_w d f_{ct,m})}{\gamma_c} \quad \text{se} \quad V_{Sd} \leq (0,42 b_w d f_{ct,m}) / \gamma_c$</p> <p>$V_c = 0 \quad \text{se} \quad V_{Sd} = \left[0,54 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{ck} b_w d \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} \right] / \gamma_c$</p> <p>interpolando-se linearmente para valores intermediários de V_{Sd}.</p>	$\gamma_s = 1,15$ $f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3}, \quad f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$ $f_{ct,m} = 2,12 \ln(1 + 0,11 f_{ck}),$ $50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$ $f_{ywk} \leq 435 \text{ MPa}$ $\rho_{w,min} = 0,2 f_{ct,m} / f_{ywk}$ $s_{max} = 0,6d \leq 300 \text{ mm se}$ $V_{Sd} \leq 0,67 V_{Rd,max}$ $s_{max} = 0,3d \leq 200 \text{ mm se}$ $V_{Sd} > 0,67 V_{Rd,max}$

Tabela 2.7 – Avaliação de V_{Rd} de acordo com a EN 1992-1-1:2004.

$V_c = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) (100\rho f_{ck})^{1/3} \right] b_w d \geq \left(0,035 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right)^{3/2} f_{ck}^{1/2} \right) b_w d$ <p>$(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}) \leq 2,0$ com d em mm</p> <p>$\rho \leq 0,02$ (taxa de armadura longitudinal que se estende além da seção considerada de comprimento igual ao de ancoragem mais d)</p> <p>Quando $V_{Sd} > V_c$,</p> $V_{Rd} = (0,9\rho_w f_{ywk} b_w d \cot\theta) / \gamma_s \leq \frac{\left[0,54 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{ck} b_w d \frac{\cot\theta}{1 + \cot^2\theta} \right]}{\gamma_c}$ <p>$21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ \quad (1,00 \leq \cot\theta \leq 2,50)$</p>	<p>$\gamma_c = 1,5$</p> <p>$\gamma_s = 1,15$</p> <p>$\rho_{w,min} = 0,08 f_{ck}^{1/2} / f_{ywk}$</p> <p>$s_{max} = 0,75d$</p>
--	---

Tabela 2.8 – Avaliação de V_{Rd} de acordo com a ACI 318 (2011).

$V_{Rd} = \Phi(V_c + V_{sw})$ $V_c = 0,17\sqrt{f_{ck}}b_wd$ ou $V_c = \left[0,16\sqrt{f_{ck}} + 17 \rho V_s \frac{d}{M_s}\right] b_wd \leq 0,29 \sqrt{f_{ck}}b_wd$ $V_s d/M_s \leq 1,0$ $\sqrt{f_{ck}} \leq 8,3 \text{ MPa}$, em elementos sem armadura transversal mínima $V_{sw} = \rho_w f_{ywk} b_wd \leq 0,66 \sqrt{f_{ck}} b_w d$	$\Phi = 0,75$ (coeficiente redutor da resistência à força cortante) $f_{ywk} \leq 420 \text{ MPa}$ $\rho_{w,min} = 0,062 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{ywk}} \geq \frac{0,35}{f_{ywk}}$ em elementos onde $V_s > 0,5 \Phi(V_c)$ Excetuando-se vigas com $h \leq 250\text{mm}$ ou, em vigas ligadas a laje, com $h \leq \begin{cases} 600\text{mm} \\ 2,5h_f \\ 0,5b_w \end{cases}$ onde h_f é a altura da laje $s_{max} = d/2$ se $V_s \leq 0,33\sqrt{f_c}b_wd$ $s_{max} = d/4$ se $V_s > 0,33\sqrt{f_c}b_wd$
--	---

Tabela 2.9 – Avaliação de V_{Rd} de acordo com FIB MC 2010 (continua).

$$V_c = 0,9 k_v \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_w d \quad \text{com } \sqrt{f_{ck}} \leq 8 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd} \leq 0,9 b_w d k_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \left(\frac{\cotg \theta}{1 + \cotg^2 \theta} \right)$$

$$k_c = k_\varepsilon \left(\frac{30}{f_{ck}} \right)^{1/3} \leq k_\varepsilon$$

$$k_\varepsilon = [1 / (1,2 + 55 \varepsilon_1)] \leq 0,65$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + (\varepsilon_x + 0,002) \cotg^2 \theta$$

$$\varepsilon_x = (M_{Sd}/Z + V_{Sd}) / (2E_s A_s) \approx (1,11 M_{Sd}/d + V_{Sd}) / (2E_s A_s)$$

$$\gamma_c = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$$

$$\rho_{w,min} = 0,08 f_{ck}^{1/2} / f_{ywk}$$

$$s_{max} = 0,75d \leq 500 \text{ mm}$$

ε_1 : Deformação específica principal de tração

E_s : Módulo de elasticidade do aço

Obs: Para cálculo de ε_x (deformação específica a meia altura da viga, feita igual à metade daquela na armadura longitudinal tracionada), considera-se a simplificação de adotar $(\cotg \theta)/2 = 1$.

Tabela 2.9 – Avaliação de V_{Rd} de acordo com FIB MC 2010 (continuação).

Nível de aproximação I	Nível de aproximação II	Nível de aproximação III
<p>Aplicável para vigas com $f_{yk} \leq 600\text{MPa}$, $f_{ck} \leq 70\text{MPa}$, $\epsilon_x \leq 0,001$, $d_{\max} \geq 10\text{mm}$</p> $k_v = \frac{180}{1000 + 1,125d}$ $V_{Rd} = (0,9\rho_w f_{yw} b_w d \cotg\theta) / \gamma_s$ <p>$30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$</p> <p>$k_\epsilon = 0,55$</p> <p>Obs: admite-se $\epsilon_x = 0,00125$ (metade da deformação de escoamento de armadura com $f_{yk} = 500\text{MPa}$), $d_{\max} = 9,6\text{mm}$</p>	$k_v = \frac{0,4}{1 + 1500\epsilon_x} \frac{1300}{1000 + 0,9 k_{dg} d}$ $k_{dg} = \frac{32}{16 + d_{\max}} \geq 0,75$ <p>Para $d_{\max} > 16\text{mm}$, $k_{dg} = 1$</p> <p>Para $f_{ck} > 70\text{MPa}$, $d_{\max} = 0$</p> $V_{Rd} = (0,9\rho_w f_{yw} b_w d \cotg\theta) / \gamma_s$ <p>$20^\circ + 10000\epsilon_x \leq \theta \leq 45^\circ$</p>	$V_{Rd} = V_c + (0,9\rho_w f_{yw} b_w d \cotg\theta) / \gamma_s$ <p>$20^\circ + 10000\epsilon_x \leq \theta \leq 45^\circ$</p> $k_v = \frac{0,4}{1 + 1500\epsilon_x} \left(1 - \frac{V_{Sd}}{V_{Rd, \max, \theta \min}} \right) \geq 0$ $V_{Rd, \max, \theta \min} = 0,9 b_w d k_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} [\cotg \theta_{\min} / (1 + \cotg^2 \theta_{\min})]$

2.4 RESISTÊNCIA À FORÇA CORTANTE DE VIGAS DE CAA

Foram encontrados na literatura estudos sobre resistência à força cortante de vigas de CAA curtas e esbeltas, tipos de vigas que têm comportamento diferenciado, havendo nas vigas curtas prevalência do efeito de arco. Para o caso de vigas com cargas concentradas, a transição entre um tipo e outro se verifica para relações a/d entre cerca de 2,0 e 3,0 (KANI, 1964; TAYLOR, 1974; YU e BAŽANT, 2011; KHAJA e SHERWOOD, 2011). Ensaios de vigas realizados por YANG (2012), onde se variou a/d , mostraram resistência à força cortante praticamente constante para valores de $a/d \geq 2$ e gráficos apresentados por REGAN (2010) indicam que isso acontece para a/d cerca de 3.

Vigas com relação $a/d < 2,0$, caso que não é focado neste estudo, foram ensaiadas por LACHEMI *et al.* (2005), SHAH e MODHERA (2010), CHOI *et al.* (2012), MAHMOUD (2012), ABED (2012), AZIZ *et al.* (2012). A seguir são resumidos estudos sobre resistência à força cortante de vigas de CAA com relação $a/d \geq 2,0$, caso para o qual a contribuição do engrenamento dos agregados para a resistência à força cortante é mais relevante. Alguns desses estudos incluíram também vigas de CV, para efeito de comparação de comportamento com o das de CAA; outros abrangeram apenas vigas de CAA.

2.4.1 Estudo de LACHEMI *et al.* (2005)

O programa experimental desenvolvido compreendeu 18 vigas providas de apenas armadura longitudinal, das quais 6 com relação a/d superior a 2 ($a/d=2,15$).

Para essas 6 vigas, variou-se o tipo de concreto (f_c em torno de 55MPa), a dimensão máxima do agregado ($d_{max}=12\text{mm}$ ou 19mm) e o teor do agregado graúdo. As dimensões da seção transversal retangular ($b_w=100\text{mm}$ e $h=150\text{mm}$) e a taxa de armadura longitudinal ($\rho=1,6\%$) foram mantidas constantes, conforme mostra a figura 2.6.

Para cada tipo de viga foram ensaiados dois exemplares simplesmente apoiados sob duas cargas concentradas aplicadas nos terços do vão, que era de 800mm (figura 2.7).

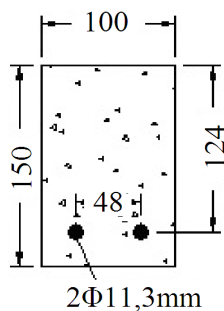


Figura 2.6 – Seção transversal das vigas ensaiadas, com dimensões em mm
(LACHEMI *et al.*, 2005, p.1105).

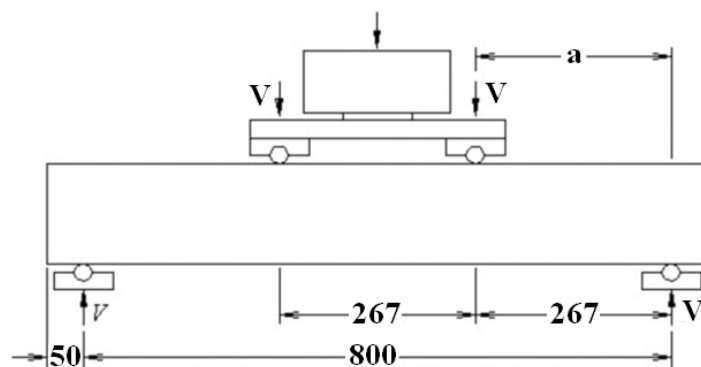


Figura 2.7 – Esquema de ensaio, com dimensões em mm
(LACHEMI *et al.*, 2005, p.1106).

Usaram-se um tipo de CV ($d_{\max}=12\text{mm}$) e dois de CAA ($d_{\max}=12\text{mm}$ ou 19mm) para produzir as vigas, cujas composições e propriedades no estados fresco e endurecido (na idade dos ensaios das vigas) encontram-se na tabela 2.10. O CAA com $d_{\max}=12\text{mm}$ tinha teor de agregado gráúdo cerca de 30% menor que o CV e o CAA com $d_{\max}=19\text{mm}$ tinha esse teor apenas em torno de 7% menor.

A força cortante correspondente à ruptura de cada viga é dada na tabela 2.11, bem como os valores médios das forças cortantes e das tensões cisalhantes nominais.

Embora os autores do estudo tenham concluído que o uso de agregado gráúdo com maior dimensão máxima e em maior quantidade aumente a resistência à força cortante das vigas, o número de variáveis envolvidas e a diferença entre resistências obtidas em vigas de mesmas características (58%, por exemplo) tornam difícil tirar conclusões a partir dos resultados obtidos.

Tabela 2.10 – Composição e propriedades dos concretos (LACHEMI *et al.*, 2005).

	d_{max} (mm)		
	12	12	19
	CV-12	CAA-12	CAA-19
Cimento (kg/m ³)	485	452	408
Agregado miúdo(kg/m ³)	641	1045	940
Agregado graúdo britado (kg/m ³)	1025	717	954
Superplastificante (%)	0	0,68	1,06
Modificador de viscosidade (%)	0	0,05	0,05
Abatimento (mm)	155	-	-
Espalhamento (mm)	-	660	636
Tempo de espalhamento (s)	-	3,1	4,5
Caixa-L	-	0,77	0,65
a/f = a/c	0,42	0,41	0,41
f _c (MPa)	51	54	58

Tabela 2.11 – Resultados obtidos (LACHEMI *et al.*, 2005).

Vigas		f_c (MPa)	V_u (kN)		V_u/(b_wd) (MPa)	Modo de Ruptura
h=150mm d=124mm a/d=2,15 ρ=1,60% f_y=400MPa	CV-12	51	23,5	21,8	1,75	Cisalhamento
			20,0			Fendilhamento
	CAA-12	54	19,5	22,3	1,79	Cisalhamento
			25,0			Cisalhamento
	CAA-19	58	31,5	25,8	2,08	Cisalhamento
			20,0			Cisalhamento

2.4.2 Estudo de HASSAN *et al.* (2008 e 2010)

Este estudo experimental objetivou comparar a resistência à força cortante de vigas de CAA com a de vigas de CV semelhantes. Foram ensaiadas 20 vigas (10 de CV e 10 de CAA) sem armadura transversal com carga concentrada no meio do vão. Nelas mantiveram-se constantes a largura (400mm) e a relação a/h (2,5). Além do tipo de concreto, variaram-se a altura (150mm, 250mm, 363mm, 500mm ou 750mm), o vão e a taxa de armadura longitudinal. Embora seja dito que a taxa de armadura longitudinal de tração era 1% ou 2%, verifica-se que, na realidade, as vigas ditas com ρ=1% tinham essa taxa variando de 1,12% a 1,46% e nas com ρ=2% essa taxa variou de 2,26% a 3,00%. A relação a/d ficou entre cerca de 2,8 e 3,8. Nas vigas com h=150mm não foi colocada armadura longitudinal junto à face comprimida; nas demais, essa armadura era

constituída de duas barras com diâmetro de 11,3mm (h=250mm) ou de 16,0mm. A tensão de escoamento da armadura era em torno de 480MPa e resistência à compressão do concreto era cerca de 45MPa.

As composições dos concretos são dadas na tabela 2.12. A menos dos aditivos, os materiais utilizados para ambos os tipos de concreto foram os mesmos, porém em diferentes proporções. O teor de agregado graúdo do CAA era cerca de 20% menor que o do CV.

Tabela 2.12 – Composição e propriedades dos concretos (HASSAN *et al.*, 2010).

	CV	CAA
Cimento (kg/m ³)	300	315
Escória de alto forno (kg/m ³)	100	135
Agregado miúdo(kg/m ³)	725	930
Agregado graúdo britado, d _{max} =10mm (kg/m ³)	1130	900
Superplastificante (l/ m ³)	0	2,68
Plastificante (l/ m ³)	0,9	0
Abatimento (mm)	80	-
Espalhamento (mm)	-	700
Tempo de espalhamento (s)	-	3,1
Caixa-L	-	0,90
a/f =a/mc	0,40	0,40
a/c	0,53	0,57
f _c (MPa)	47	45
a/f = relação água/material fino, em massa a/mc= relação água/material cimentício, em massa		

Na tabela 2.13, constam as características das vigas, as forças cortantes últimas e as diferenças relativas entre essas forças das vigas de CV e de CAA semelhantes (valores de f_c praticamente iguais: 47MPa e 45MPa). Nela pode-se verificar a tendência das vigas de CV terem maior resistência à força cortante que as semelhantes de CAA, sendo a diferença maior para as vigas de menor taxa de armadura longitudinal de tração e de maior altura. Nas vigas com menor taxa de armadura, a diferença entre resistências varia de 5,2% a 17% e nas com maior taxa de armadura de 4,2% a 7,4%. Segundo os autores do estudo, a menor resistência à força cortante das vigas de CAA decorreu principalmente do menor teor de agregado graúdo desses concretos, o que acarretou menor contribuição do engrenamento dos agregados para essa resistência do que nas vigas de CV.

Tabela 2.13 – Dados das vigas (HASSAN *et al.*, 2010).

Vigas	d (mm)	a/d	ρ (%)	f _c (MPa)	V _u (kN)	V _u /(b _w d) (MPa)	D _{cv-cao} (%)
CV-150-1	102,5	3,66	1,46	47	77,0	1,88	5,2
CAA-150-1				45	73,0	1,78	
CV-150-2	100,0	3,75	3,00	47	84,0	2,10	4,2
CAA-150-2				45	80,5	2,01	
CV-250-1	202,5	3,08	1,23	47	122	1,51	6,6
CAA-250-1				45	114	1,41	
CV-250-2	197,5	3,16	2,53	47	135	1,71	6,7
CAA-250-2				45	126	1,59	
CV-363-1	310,5	2,92	1,21	47	165	1,33	9,7
CAA-363-1				45	149	1,20	
CV-363-2	305,5	2,97	2,45	47	175	1,43	6,9
CAA-363-2				45	163	1,33	
CV-500-1	447,5	2,79	1,12	47	202	1,13	14
CAA-500-1				45	174	0,972	
CV-500-2	442,5	2,82	2,26	47	228	1,29	3,9
CAA-500-2				45	219	1,24	
CV-750-1	667,5	2,80	1,12	47	284	1,06	17
CAA-750-1				45	236	0,884	
CV-750-2	650,5	2,88	2,31	47	325	1,25	7,4
CAA-750-2				45	301	1,16	
Os algarismos depois de CV e CAA indicam a altura da viga e os 1 e 2 subsequentes referem-se à menor ou maior taxa de armadura longitudinal de tração, respectivamente. b _w =400mm; a/h=2,5; f _y =480MPa D _{cv-cao} =diferença relativa entre V _u das vigas semelhantes de CV e CAA							

De acordo com os autores do estudo, foi notado comportamento semelhante entre as vigas de CV e de CAA de mesmas características, em termos de padrão, abertura e altura de fissuras e modo de ruptura. Com exceção das vigas com altura de 150mm e menor taxa de armadura longitudinal de tração, a armadura longitudinal de tração das vigas teve deformações específicas bem menores que a correspondente ao escoamento. Nas vigas com altura de 150mm e menor taxa de armadura longitudinal de tração, essas deformações foram da ordem 2,1‰, enquanto nas outras vigas elas ficaram entre 0,92 ‰ e 1,8‰.

2.4.3 Estudo de BEYGI *et al.* (2008)

BEYGI *et al.* (2008) ensaiaram 4 vigas de CAA com armadura transversal, onde foram variadas as resistências à compressão do concreto e as taxas das armaduras longitudinal e transversal. As composições e propriedades dos concretos estão na tabela 2.14 e os dados das vigas na tabela 2.15. Todas as vigas tinham 2 barras com $\phi=8\text{mm}$ como armadura longitudinal de compressão ($f_y=260\text{MPa}$).

Tabela 2.14 – Composição e propriedades dos concretos (BEYGI *et al.*, 2008).

	CAA-1	CAA-2
Cimento (kg/m^3)	315	450
Sílica ativa (kg/m^3)	35	50
Pó de pedra (kg/m^3)	245	350
Agregado miúdo (kg/m^3)	779	930
Agregado graúdo (kg/m^3)	779	900
Água (kg/m^3)	140	200
Superplastificante (kg/m^3)	7	10
Espalhamento (mm)	750	710
Tempo de espalhamento (s)	2,1	2,6
Caixa-L	0,86	0,83
a/mc	0,40	0,40
a/c	0,44	0,44
f_c (MPa)	28,1	53,7

Tabela 2.15 – Dados das vigas ensaiadas por BEYGI *et al.* (2008).

	f_c (MPa)	ρ (%)	s (mm)	ρ_w (%)	ρ_wf_{yw} (MPa)	V_u (kN)
CAA-1	28,1	1,60	80	0,392	1,02	100
CAA-1			100	0,314	0,817	87,5
CAA-2	53,7	2,09	80	0,392	1,02	128
CAA-2			100	0,314	0,817	120
b _w =180mm ; h=200mm ; d=160mm ; vão=1250mm ; a/d=2,5 ; f _v =450MPa ; f _{vw} =260MPa						

2.4.4 Estudo de CUENCA *et al.* (2009)

CUENCA *et al.* (2009) investigaram o comportamento à força cortante de duas vigas I com armadura transversal mínima: uma de CV e uma de CAA. A geometria da seção transversal e as armaduras são mostradas na figura 2.8. A taxa geométrica de armadura longitudinal de tração era de cerca de 3% e a da armadura transversal 0,17%.

A resistência à compressão do concreto era em torno de 50MPa e o aço das armaduras tinha tensão de escoamento nominal de 500MPa.

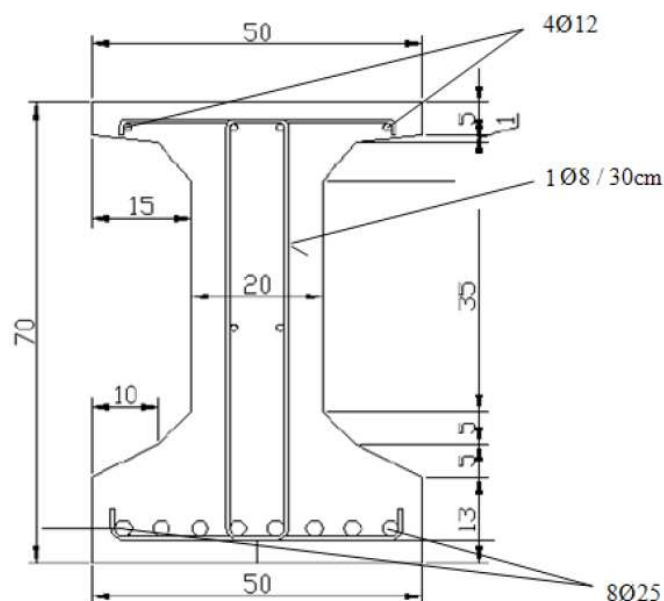


Figura 2.8 – Geometria da seção transversal (dimensões em cm) e armaduras das vigas (diâmetros em mm) (CUENCA *et al.*, 2009, p.2922).

As vigas foram ensaiadas tendo vão de 6,0m e duas cargas concentradas distando 2,1m dos apoios ($a/d=3,2$).

As composições, normalmente utilizadas na indústria de pré-fabricados da Espanha, e as propriedades dos concretos nos estados fresco e endurecido estão na tabela 2.16.

Tabela 2.16 – Composições e propriedades no estado fresco e endurecido dos concretos. (CUENCA *et al.*, 2009).

	CV	CAA
Cimento (kg/m ³)	296	344
Areia natural (kg/m ³)	846	-
Areia artificial (kg/m ³)	-	978
Agregado graúdo de calcário $d_{max}=10\text{mm}$ (kg/m ³)	952	844
Superplastificante (kg/m ³)	4	8,6
Abatimento (mm)	170	-
Espalhamento (mm)	-	660
a/c	0,48	0,5
f_c (MPa)	50,5	53,8

As duas vigas romperam por cortante, sob as forças cortantes dadas na tabela 2.17, que diferem entre si de apenas 2%, tendo mostrado comportamentos semelhantes.

Tabela 2.17 – Dados das vigas de CUENCA *et al.* (2009).

	f_c (MPa)	V_u (kN)	$V_u/(b_w d)$ (MPa)
CV	50,5	358	2,73
CAA	53,8	365	2,79
$b_w=200\text{mm}$; $d\approx 655\text{mm}$; $a/d=3,2$; $\rho=3\%$; $\rho_w=0,17\%$; $f_y=f_{yw}\approx 500\text{MPa}$; $\rho_w f_{yw}\approx 0,85$			

2.4.5 Estudo de BOEL *et al.* (2010)

BOEL *et al.* (2010) estudaram o comportamento à força cortante de 3 vigas de CV e 6 vigas de CAA, sendo que estas 6 formavam dois grupos (3 vigas em cada um) produzidos com CAA tendo diferentes composições (CAA-1 e CAA-2). O CAA-2 tinha menos cimento que o CAA-1, mantendo-se constante a massa de material fino (cimento +fíler).

As composições e propriedades dos concretos estão na tabela 2.18. Os CAA tinham teor de agregado graúdo 43% menor que o CV.

As vigas tinham seção transversal retangular, com largura de 100mm e altura de 150mm, comprimento total de 1000mm e foram submetidas a duas cargas concentradas cuja distância aos apoios variou de maneira a ter-se relações a/d ($d=130\text{mm}$) iguais a 2, 2,5 e 3. Elas tinham apenas armadura longitudinal de tração, sendo $\rho=1,2\%$.

As forças cortantes e tensões cisalhantes nominais de ruptura das vigas constam da tabela 2.19. Nela verifica-se que as vigas de CAA-1 tiveram maiores resistências à força cortante que as de CV (em torno de 7%), fato que deve ter decorrido da diferença entre as resistências desses concretos (21%). As vigas de CAA-2, embora com f_c 11% maior, tiveram resistência à força cortante cerca de 3% menor que as de CV semelhantes.

Tabela 2.18 – Composições e propriedades no estado fresco e endurecido dos concretos
(BOEL *et al.*, 2010).

	CV	CAA-1	CAA-2
Cimento (kg/m ³)	360	360	300
Filer de calcário (kg/m ³)	-	240	300
Areia (kg/m ³)	640	853	853
Agregado graúdo com d _{max} =8mm (kg/m ³)	462	263	263
Agregado graúdo com d _{max} entre 8mm e 16mm (kg/m ³)	762	434	434
Água (kg/m ³)	165	165	165
Superplastificante (l/m ³)	-	2,83	2,40
Abatimento (mm)	32	-	-
Espalhamento (mm)	-	775	663
Funil-V (s)	-	13,7	16,0
a/f	0,46	0,28	0,28
a/c	0,46	0,46	0,55
f _c (MPa)	50,1	60,7	55,8

Tabela 2.19 – Dados das vigas de BOEL *et al.* (2010).

	a/d	f _c (MPa)	V _u (kN)	V _u /(b _w d) (MPa)
CV	2	50,1	26,38	2,03
	2,5		21,73	1,67
	3		20,91	1,61
CAA-1	2	60,7	28,37	2,18
	2,5		23,96	1,84
	3		22,35	1,72
CAA-2	2	55,8	25,34	1,95
	2,5		21,20	1,63
	3		20,31	1,56
b _w =100mm ; h=150mm ; d=130mm ; ρ=1,2%				

2.4.6 Estudo de EL-NAWAWY *et al.* (2011)

EL-NAWAWY *et al.* (2011) investigaram o comportamento à força cortante de 8 vigas de CAA de seção transversal I com e sem armadura transversal. O concreto tinha a composição dada na tabela 2.20 e resistência à compressão de 45,9MPa. A altura e a altura útil foram também mantidas constantes: 250mm e 220mm, respectivamente.

As variáveis das vigas foram as taxas geométricas de armaduras transversal e longitudinal, relação a/d e largura da alma.

Tabela 2.20 – Composição e propriedade do concreto no estado fresco
(EL-NAWAWY *et al.*, 2011).

Cimento (kg/m ³)	540
Areia (kg/m ³)	750
Agregado graúdo de dolomita (kg/m ³)	750
Silica ativa (kg/m ³)	70
Água (kg/m ³)	185
Superplastificante (l/m ³)	12
Espalhamento (mm)	710
a/f	0,30
a/c	0,34

O vão e as seções transversais são apresentados na figura 2.9. As vigas foram ensaiadas com duas cargas concentradas equidistantes dos apoios, de modo a ter as relações a/d que constam na tabela 2.21, junto com outros dados das vigas.

Tabela 2.21 – Dados das vigas de EL-NAWAWY *et al.* (2011).

	b_w (mm)	a/d	ρ_w (%)	$\rho_w f_{yw}$ (MPa)	ρ (%)	V_u (kN)
CAA-1	100	2,73	0	0	3,21	100
CAA-2	100	3,30	0,339	0,942	3,21	90
CAA-3	100	2,73	0,396	1,101	3,21	115
CAA-4	100	2,73	0,339	0,942	3,21	135
CAA-5	100	2,73	0,452	1,257	3,21	120
CAA-6	100	3,86	0	0	3,21	35
CAA-7	150	2,73	0,226	0,628	2,14	130
CAA-8	200	2,73	0,169	0,470	1,60	155
h=250mm ; f_c =45,9MPa ; f_{yw} =278MPa ; f_y =455MPa ; d=220mm						

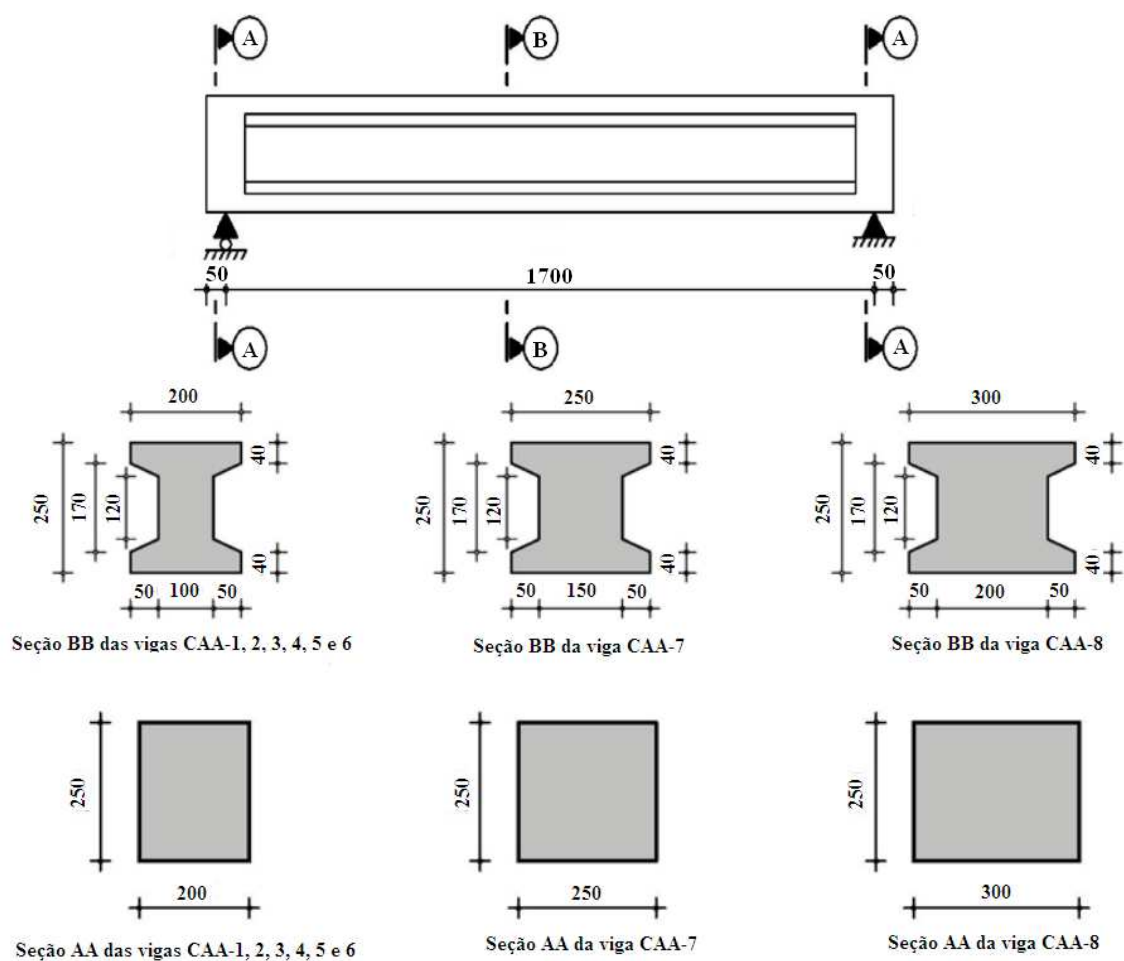


Figura 2.9 – Dimensões das vigas de EL-NAWAWY *et al.* (2011, p.5) em mm.

2.4.7 Estudo de ABED (2012)

ABED (2012), em seu estudo experimental, analisou o comportamento à força cortante de 6 vigas de CAA com seção transversal I. Delas, 3 eram sem e 3 com armadura transversal e dentro de cada um desses grupos variou-se a composição do concreto (tabela 2.22), mas manteve-se constante o teor de agregado graúdo.

Tabela 2.22 – Composições e propriedades no estado fresco e endurecido dos concretos (ABED, 2012).

	CAA-1	CAA-2	CAA-3
Cimento (kg/m ³)	346	474	535
Pó de calcário (kg/m ³)	204	105	64
Areia (kg/m ³)	743	758	814
Agregado graúdo britado $d_{\max}=10\text{mm}$ (kg/m ³)	833	833	833
Água (kg/m ³)	190	180	155
Superplastificante (ℓ/m ³)	6,6	8,1	18
Espalhamento (mm)	750	715	685
Tempo de espalhamento (s)	2,6	3,8	4,9
Caixa-L	0,96	0,90	0,88
$a/f=a/mc$	0,35	0,50	0,26
a/c	0,55	0,38	0,29
f_c (MPa)	29,6	41,4	49,2

As vigas foram ensaiadas com vão de 1400mm e duas cargas concentradas nos terços do vão. Dimensões e armaduras das vigas são apresentadas na figura 2.10 e dados mais relevantes são listados na tabela 2.23.

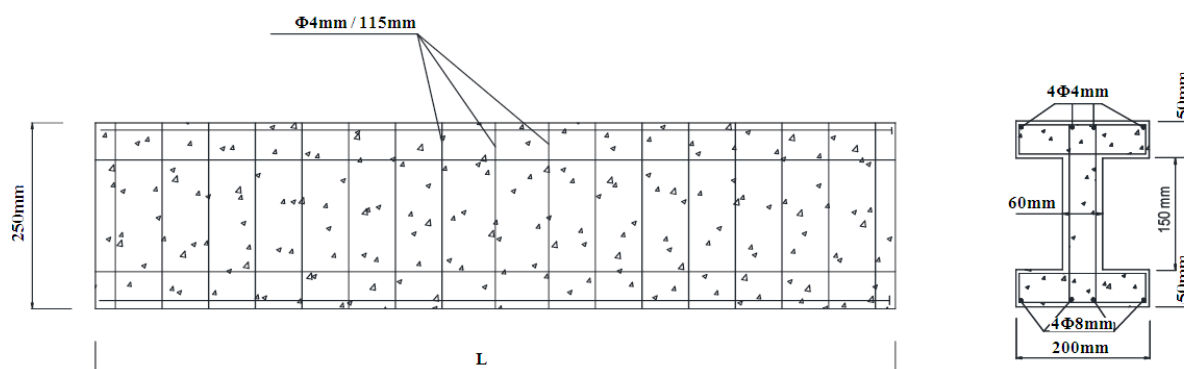


Figura 2.10 – Dimensões e armaduras das vigas de ABED (2012, p.2).

Para as vigas com os três níveis de f_c ocorreu aumento da mesma ordem de grandeza ao se adicionar armadura transversal (em torno de 40%).

Tabela 2.23 – Dados das vigas de ABED (2012).

	f_c (MPa)	ρ_w(%)	ρ_wf_{yw}(MPa)	V_u (kN)
CAA-1	29,4	0	0	37,5
CAA-2	41,4			42,0
CAA-3	49,2			44,0
CAA-1	29,4	0,364	1,27	53,5
CAA-2	41,4			58,0
CAA-3	49,2			61,5
b _w =60mm ; h=250mm d=230mm ; a/d=2,03 ; ρ=1,45% ; f _y =400MPa ; f _{yw} =350MPa				

2.4.8 Estudo de ATSHAN (2012)

No estudo de ATSHAN (2012) foram ensaiados dois grupos de vigas, um de 3 vigas sem armadura transversal e outro de 3 vigas com armadura transversal. Dentro de cada grupo foram usadas as mesmas três diferentes composições de CAA adotadas por ABED (2012) apresentadas na tabela 2.22. As 6 vigas tinham mesma seção transversal retangular (100mm de largura e 170mm de altura) e comprimento de 1000mm, tendo sido ensaiadas com vão de 900mm e cargas concentradas nos terços de vão ($a/d=2,05$). Dados das armaduras constam na figura 2.11 e na tabela 2.24, sendo que nesta são listados também os valores de f_c e de V_u .

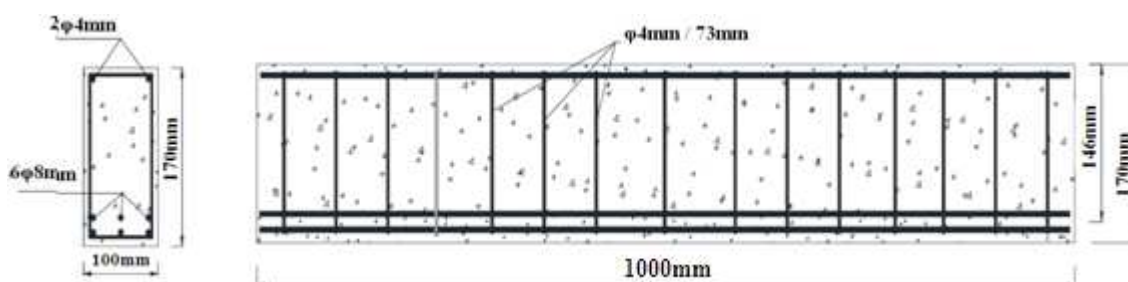


Figura 2.11 – Dimensões e armaduras das vigas de ATSHAN (2012, p.291).

Tabela 2.24 – Dados das vigas de ATSHAN (2012).

	f_c (MPa)	$\rho_w(\%)$	$\rho_w f_{yw}$ (MPa)	V_u (kN)
CAA-1	29,4	0	0	24,0
CAA-2	41,4			29,0
CAA-3	49,2			31,5
CAA-1	29,4	0,344	1,21	44,5
CAA-2	41,4			49,0
CAA-3	49,2			51,5
b _w =100mm ; h=170mm d=146mm ; a/d=2,05 ; ρ=2,07% ; f _y =400MPa ; f _{yw} =350MPa				

2.4.9 Estudo de SAFAN (2012)

SAFAN (2012) investigou a resistência à força cortante de 28 vigas de CAA sem armadura transversal. Nelas variaram-se a composição dos concretos e a taxa de armadura longitudinal. Nos concretos, as variáveis foram o tipo de agregado graúdo (seixo ou brita de dolomita) e o tipo e teor de filler (só pó de dolomita; pó de dolomita + sílica ativa ou pó de dolomita + cinza volante) usados em substituição ao cimento.

Os CAA tinham 14 diferentes composições (tabela 2.25), sendo que em 7 delas usou-se seixo e nas outras 7 brita de dolomita. Em todos os concretos a massa de finos era de 500kg/m^3 . Essas diferentes composições levaram a diferentes resistências à compressão dos concretos. Nos concretos com composições denominadas D (agregado graúdo de brita de dolomita), f_c variou de 41MPa a 75MPa e nos com composições denominadas G (agregado graúdo de seixo), f_c foi menor e variou de 26MPa a 56MPa. Segundo SAFAN (2012), a menor resistência dos CAA com seixo (25% a 38%) decorreu da menor aderência pasta-agregado nesses concretos, em consequência da superfície mais lisa desse tipo de agregado. Na tabela 2.25, pode-se notar a diminuição de f_c à medida que se substituiu cimento por adições, sendo a diminuição menor quando a adição foi sílica ativa.

Tabela 2.25 – Composições e propriedades no estado fresco e endurecido dos CAA
(SAFAN, 2012).

	D1 G1	D2 G2	D3 G3	D4 G4	D5 G5	D6 G6	D7 G7
Cimento (kg/m ³)	500	450	400	350	300	350	300
Pó de dolomita (kg/m ³)	-	50	100	100	150	100	150
Sílica ativa (kg/m ³)	-	-	-	50	50	-	-
Cinza volante (kg/m ³)	-	-	-	-	-	50	50
Água (kg/m ³)	160	165	170	170	175	170	175
Superplastificante (% em massa em relação a finos)	1,7						
	1,5						
Espalhamento (mm)	700	650	610	660	640	670	650
	720	670	640	655	650	680	650
Funil-V (s)	6	5,9	5,3	5,3	4,9	4,9	5
	5,9	5,9	5,5	5,3	5	4,8	4,9
a/f	0,3	0,3	0,3	0,3	0,4	0,3	0,4
a/mc	0,3	0,4	0,4	0,4	0,5	0,4	0,5
a/c	0,3	0,4	0,4	0,5	0,6	0,5	0,6
f _c (MPa)	75	64	53	55	51	48	41
	56	47	37	37	33	30	26
Relação entre massas de agregados miúdos (areia natural) e graúdos igual a 1,13. d _{max} =19mm Massa total de finos igual a 500 kg/m ³ 1,7% da massa de finos de superplastificante nas composições D (8,5kg/m ³) e 1,5% (6,5 kg/m ³) nas composições G D – composições com agregado graúdo constituído de seixo G - composições com agregado graúdo constituído de brita de dolomita							

Para cada tipo de concreto, foram moldadas duas vigas, uma com $\rho = 1,16\%$ e outra com $\rho = 1,68\%$. As vigas tinham seção transversal retangular com dimensões de 100mm e 150mm e vão de 1000mm e foram ensaiadas segundo esquema mostrado na figura 2.12, tendo-se $a/d=2,6$.

As forças cortantes últimas das vigas listadas na tabela 2.26 mostram que a resistência à força cortante foi maior para as vigas que tinham maior f_c e, no caso de mesmo valor de f_c , com exceção das vigas de concreto G7, foi maior para aquelas com maior taxa de armadura longitudinal.

Segundo SAFAN (2012), inspeção visual da superfície de ruptura das vigas detectou superfície lisa atravessando os agregados graúdos de todas as vigas com agregado graúdo de dolomita britada, não se notando perda de aderência entre os

agregados e a pasta. Por outro lado, nas vigas de concreto com agregado graúdo de seixo, observou-se superfície de ruptura rugosa contornando partículas de agregado.

Tabela 2.26– Dados das vigas ensaiadas por SAFAN (2012).

Viga	f _c (MPa)	ρ (%)	V _u (kN)	V _u /(b _w d) (MPa)
D1-1	75	1,16	23,7	1,76
D1-2		1,68	25,3	1,87
G1-1	56	1,16	18,0	1,33
G1-2		1,68	20,8	1,54
D2-1	64	1,16	19,8	1,47
D2-2		1,68	21,8	1,61
G2-1	47	1,16	16,3	1,21
G2-2		1,68	17,5	1,30
D3-1	53	1,16	19,3	1,43
D3-2		1,68	23,7	1,76
G3-1	37	1,16	21,2	1,57
G3-2		1,68	22,5	1,67
D4-1	55	1,16	19,0	1,41
D4-2		1,68	22,4	1,66
G4-1	37	1,16	18,3	1,36
G4-2		1,68	19,0	1,41
D5-1	51	1,16	19,6	1,45
D5-2		1,68	22,5	1,67
G5-1	33	1,16	14,7	1,09
G5-2		1,68	18,8	1,39
D6-1	48	1,16	21,7	1,61
D6-2		1,68	22,1	1,64
G6-1	30	1,16	19,0	1,41
G6-2		1,68	20,1	1,49
D7-1	41	1,16	15,1	1,19
D7-2		1,68	19,8	1,47
G7-1	26	1,16	19,5	1,44
G7-2		1,68	16,8	1,24
Na designação das vigas, os primeiros caracteres definem a composição do CAA e o último define a taxa geométrica de armadura longitudinal de tração: 1 para ρ=1,16% (f _y =555MPa) e 2 para ρ=1,68% (f _y =430MPa) b _w =100mm ; h=150mm ; d=135mm ; a/d=2,6				

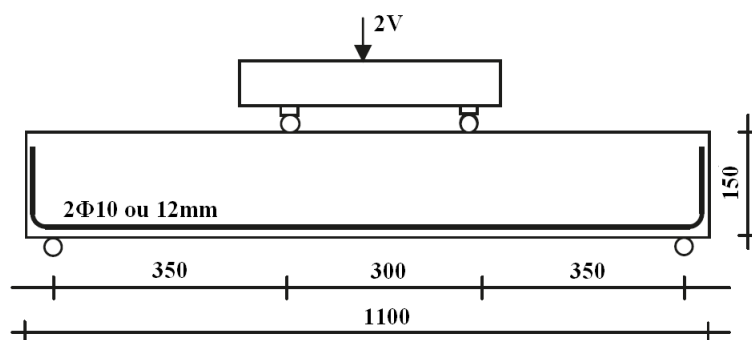


Figura 2.12 – Esquema do ensaio, com dimensões em mm (SAFAN, 2012, p.764).

2.4.10 Estudo de LIN e CHEN (2012)

LIN e CHEN (2012) compararam o comportamento à força cortante de vigas produzidas com dois grupos de CAA (CAA-1 e CAA-2) com o grupo de vigas de CV. Os CAA-2 tinham teor de agregado graúdo 14% menor que os CAA-1, que tinham esse teor próximo daquele dos CV. As mudanças nas composições de cada grupo de concreto visaram ter em cada grupo três diferentes resistências à compressão (em torno de 30MPa, 40MPa e 50MPa). A composição dos concretos utilizados é apresentada na tabela 2.27.

Tabela 2.27 – Composições dos concretos (LIN e CHEN, 2012).

	CV $d_{\max}=19\text{mm}$			CAA-1 $d_{\max}=10\text{mm}$			CAA-2 $d_{\max}=10\text{mm}$		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C
Cimento (kg/m^3)	440	440	466	243	256	256	280	280	280
Cinza volante (kg/m^3)	-	-	-	64	75	80	50	60	79
Escória (kg/m^3)	-	-	-	32	38	40	88	95	100
Sílica ativa (kg/m^3)	-	-	-	6	6	6		-	-
Areia (kg/m^3)	737	750	760	920	920	920	920	920	920
Agregado graúdo (kg/m^3)	890	900	940	900	900	900	770	770	770
Água (kg/m^3)	224	216	185	146	140	130	203	196	185
Superplastificante (kg/m^3)	-	-	-	5	7	10	2,2	2,2	2,2
$a/f=a/mc$	0,51	0,49	0,40	0,42	0,37	0,34	0,49	0,45	0,40
a/c	0,51	0,49	0,40	0,60	0,55	0,51	0,73	0,70	0,66

As vigas ensaiadas tinham seção transversal retangular ($b_w= 240\text{mm}$ e $h=360\text{mm}$) e comprimento total de 3500mm. Elas tinham 2 e 6 barras com diâmetro $\phi=25\text{mm}$ nas partes superior e inferior da viga ($\rho=4,5\%$), respectivamente, e estribos de diâmetro $\phi=9,5\text{mm}$. Os parâmetros variados nas vigas de cada grupo de concreto foram

f_c (entre cerca de 30MPa e 49MPa); relação a/d (2,5, 3,0 ou 3,5); espaçamento ($s=200\text{mm}$, 170mm ou 150mm), taxa geométrica ($\rho_w=0,296\%$, 0,348% ou 0,394%) e tensão de escoamento da armadura transversal ($f_{yw}=461\text{MPa}$ ou 520MPa).

Na tabela 2.28 estão listadas as características das vigas. Nela constam valores de $\rho_w f_{yw}$ com correções, obtidos multiplicando-se os valores de ρ_w pelos de f_{yw} fornecidos pelos autores do estudo, pois os que constam no artigo estão incorretos. Nas vigas de cada grupo com denominação terminando com 1 a 3, variou-se f_c ; nas terminando em 4 e 5 variou-se a/d ; na terminando em 6 variou-se f_{yw} ; nas terminando em 7 e 8 variou-se o espaçamento da armadura transversal.

Tabela 2.28 – Dados das vigas ensaiadas por LIN e CHEN (2012).

Viga	f _c (MPa)	a/d	f _{yw} (MPa)	ρ _w (%)	ρ _w f _{yw} (MPa)	s (mm)	V _u (kN)		
CV.1	29,6	3	461	0,296	1,36	200	238		
CV.2	40,3						300		
CV.3	48,6						309		
CV.4	40,2	2,5			360				
CV.5	38,5	3,5			233				
CV.6	39,1	3	520	0,394	1,54	150	317		
CV.7	38,8		461		1,82		170	300	
CV.8	39,0				0,348		1,60	294	
CAA-1.1	32,8			0,296	1,36	200	269		
CAA-1.2	38,7						295		
CAA-1.3	47,8						320		
CAA-1.4	39,0						2,5	324	
CAA-1.5	40,2						3,5	282	
CAA-1.6	42,3		520	1,54	1,36	200	338		
CAA-1.7	39,0		461	0,394			1,82	150	311
CAA-1.8	40,3	0,348		1,60			170	316	
CAA-2.1	30,4	0,296		1,36			200	218	
CAA-2.2	42,9							283	
CAA-2.3	49,1							309	
CAA-2.4	38,4							2,5	323
CAA-2.5	39,5							3,5	250
CAA-2.6	39,9	3	520	1,54	1,36	200	282		
CAA-2.7	39,5		461	0,394			1,82	150	293
CAA-2.8	38,5			0,348			1,60	170	248
b _w =240mm ; h=360mm ; d=273mm; f _v =427MPa ; f _{yw} =461MPa ou 520MPa									

Todas as vigas romperam por força cortante, com escoamento da armadura transversal. Em geral, a resistência à força cortante das vigas aumentou com o aumento de f_c e de $\rho_w f_{yw}$ e a diminuição de a/d . De acordo com os autores do estudo, parece não ter havido influência do espaçamento da armadura transversal em virtude dos seus valores terem sido maiores ou iguais à metade da altura efetiva das vigas. Houve tendência das vigas de CAA-2, com menor teor de agregado graúdo, apresentarem menor resistência à força cortante que as vigas de CV e CAA-1. É sugerido que o teor de agregado graúdo nos CAA seja maior que 900kg/m^3 para que se tenha desempenho estrutural satisfatório.

2.4.11 Estudo de SALMAN *et al.* (2013)

SALMAN *et al.* (2013) investigaram o comportamento à força cortante de 3 vigas de CV e 6 de CAA. O estudo incluiu também vigas híbridas compostas de uma camada de CV (na parte tracionada) e de uma camada de CAA (na parte comprimida), que não são aqui abordadas.

Nas vigas mantiveram-se constantes as dimensões (180mm de largura, 250mm de altura e comprimento de 1200mm) e a taxa de armadura transversal ($\rho_w=0,314\%$) e variaram-se a composição do concreto (tabela 2.29) e a taxa da armadura longitudinal de tração (1,30% a 1,94%).

Tabela 2.29 – Composições e propriedades no estado fresco e endurecido dos concretos (SALMAN *et al.*, 2013).

	CV(25)	CAA(25)	CAA(50)
Cimento (kg/m^3)	300	280	500
Areia (kg/m^3)	600	780	785
Agregado graúdo (kg/m^3) $d_{\max}=10\text{mm}$	1100	850	850
Água (kg/m^3)	150	180	173
Superplastificante (kg/m^3)	-	240	85
Espalhamento (mm)	-	670	730
Caixa-L	-	0,83	0,92
a/c	0,50	0,64	0,35
f_c (MPa)	25	25	50

Conforme mostrado na figura 2.13, foram adotados estribos de $\phi=6\text{mm}$ ($f_{yw}=290\text{MPa}$) espaçados de 100mm, 2 barras de $\phi=6\text{mm}$ na zona comprimida e 4, 5 ou 6 barras de $\phi=12\text{mm}$ ($f_y=412\text{MPa}$) na zona tracionada.

As vigas foram simplesmente apoiadas e submetidas a uma carga concentrada no meio do vão, que era de 1000mm, tendo-se relação a/d de 2,58.

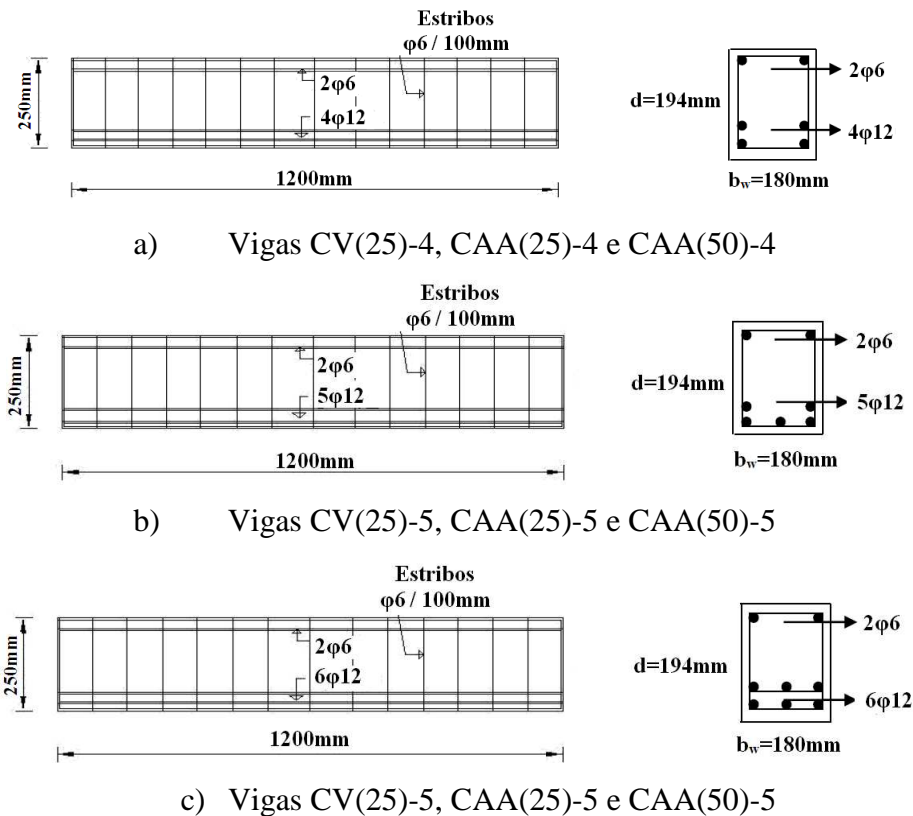


Figura 2.13 – Dimensões e armaduras das vigas ensaiadas (SALMAN *et al.*, 2013, p.12).

Na tabela 2.30, pode-se verificar o aumento da resistência à força cortante com o aumento da taxa geométrica de armadura longitudinal e da resistência do concreto.

Tabela 2.30 – Dados das vigas ensaiadas por SALMAN *et al.* (2013).

	$f_c(\text{MPa})$	$\rho(\%)$	ρ_w (%)	$\rho_w f_{yw}(\text{MPa})$	V_u (kN)
CV(25)-4	26,0	1,30	0,314	0,911	97,5
CV(25)-5		1,62			112,5
CV(25)-6		1,94			147,5
CAA(25)-4	1,30	94,0			
CAA(25)-5	1,62	109,0			
CAA(25)-6	1,94	150,0			
CAA(50)-4	1,30	115,0			
CAA(50)-5	1,62	137,5			
CAA(50)-6	1,94	167,5			
$b_w=180\text{mm}$; $h=250\text{mm}$; $d=194\text{mm}$; $a/d=2,58$; $f_y=412\text{MPa}$; $f_{vw}=290\text{MPa}$					

2.4.12 Estudo de AREZOUMANDI e VOLZ (2013)

AREZOUMANDI e VOLZ (2013) pesquisaram o comportamento à força cortante de vigas de CAA e compararam-o ao de vigas de CV. Foram ensaiadas 12 vigas sem armadura transversal no vão de cisalhamento, sendo 6 de CAA e 6 de CV.

Os CAA usados tiveram a particularidade de diferirem dos CV apenas pela adição de superplastificante e modificador de viscosidade, sendo este último em maior dosagem do que a normalmente usada em CAA. A tabela 2.31 apresenta a composição e os resultados dos ensaios no estado fresco dos concretos.

As dimensões das vigas foram mantidas constantes: comprimento de 4200 mm e seção transversal retangular com largura de 300mm e altura de 460mm. As vigas foram ensaiadas sob duas cargas concentradas aplicadas nos terços do vão, que era de 3600mm. Adotaram-se 3 taxas geométricas de armadura longitudinal de tração: 1,27%, 2,03% e 2,71% (4, 6 ou 8 barras com $\phi=22\text{mm}$ e $f_y=449\text{MPa}$) e usaram-se estribos apenas entre as cargas concentradas e nas regiões dos apoios, conforme mostrado na figura 2.14. A relação a/d era 3,0 ou 3,2 (uma ou duas camadas de armadura longitudinal de tração, respectivamente).

Tabela 2.31 – Composições e propriedades no estado fresco dos concretos
(AREZOUMANDI e VOLTZ, 2013).

	CV	CAA
Cimento (kg/m ³)	336	336
Cinza volante (kg/m ³)	112	112
Areia natural(kg/m ³)	576	576
Agregado graúdo de calcário britado (kg/m ³) d _{máx} =19mm	1056	1056
Água (kg/m ³)	179	179
Superplastificante (l/m ³)	-	1,75
Modificador de viscosidade (l/m ³)	-	2,34
Incorporador de ar (l/m ³)	0,18	0,18
Teor de ar	5,0%	5,9%
Abatimento (mm)	100	-
Espalhamento (mm)	-	620
Anel-J (mm)	-	585
Caixa-L	-	0,82
a/f	0,4	0,4
a/c	0,53	0,53

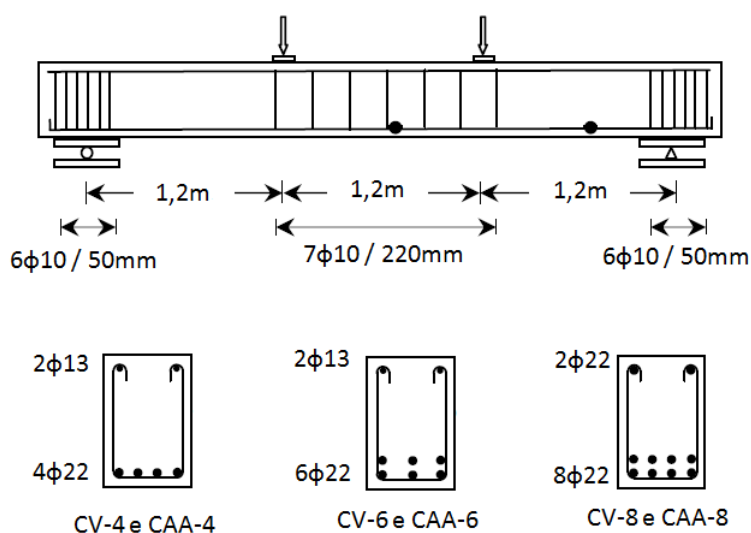


Figura 2.14 – Esquema do ensaio e seção transversal das vigas de
AREZOUMANDI e VOLTZ (2013).

A tabela 2.32 mostra que, para as vigas de ambos os tipos de concreto, a resistência à força cortante aumentou com o acréscimo da resistência do concreto e da taxa de armadura longitudinal de tração. Embora as deformações específicas dessa

armadura tenham sido medidas, seus valores não são dados, mencionando-se apenas que a ruptura por cortante se deu antes que essa armadura escoasse.

Tabela 2.32 – Dados das vigas ensaiadas por AREZOUMANDI e VOLTZ (2013).

	f _c	a/d	ρ (%)	V _u (kN)	V _u /(b _w d) (MPa)
CV-4	34,0	3	1,27	106,8	0,89
	34,5			123,2	1,03
CAA-4	53,5			129,9	1,08
	39,6			128,1	1,07
CV-6	34,0	3,2	2,03	155,7	1,38
	34,5			165,5	1,47
CAA-6	53,5			177,9	1,58
	39,6			169,5	1,51
CV-8	34,0	3,2	2,71	152,6	1,36
	34,5			191,3	1,70
CAA-8	53,5			210,4	1,87
	39,6			185,5	1,65
b _w =300mm ; h=460mm ; d=400mm ou 375mm ; f _y =449MPa					

2.5 ANÁLISE DOS DADOS DAS VIGAS ENSAIADAS

2.5.1 Número de vigas e faixas de parâmetros relevantes

Os dados mais relevantes das vigas dos estudos listados no item 2.4 ($a/d \geq 2$) encontram-se na tabela A.1 do Apêndice A. Os das vigas do estudo de EL-NAWAWY *et al.* (2011) não estão incluídos, pois constatarem-se resultados que levaram à desconfiança de que pudesse ter havido algum problema nos ensaios (relações entre resistência à força cortante experimental e calculada da ordem de 5).

A tabela 2.33 lista o número de vigas de CV e de CAA sem e com armadura transversal cujos resultados são resumidos no item 2.4 e os histogramas das figuras 2.15 a 2.17 mostram como se distribuem os valores de a/d , d , f_c e ρ e $\rho_w f_{yw}$.

Tabela 2.33 – Número de vigas de CAA e CV sem e com armadura transversal.

Tipo de concreto	Tipo de viga em relação a A _{sw}	Número de vigas		
CAA	Sem A _{sw}	60	93	126
	Com A _{sw}	33		
CV	Sem A _{sw}	21	33	
	Com A _{sw}	12		

Nessa tabela nota-se a predominância de vigas de CAA sem armadura transversal (64%) e os histogramas mostram que mais de metade das vigas tem altura útil menor que 300mm, havendo carência de ensaios de vigas com valores de altura usuais na prática. Mostram também que a resistência à compressão dos concretos varia de cerca de 25MPa a 75MPa, com maior concentração entre 35MPa e 55MPa, que a maior relação a/d é de 3,8, ficando a maior parte entre 2,4 e 3,2, que há prevalência dos valores de ρ entre 1,0% e 2,0%. Nas vigas com armadura transversal, só há uma de CAA com taxa de armadura transversal em torno da mínima e f_c não passa de 55MPa.

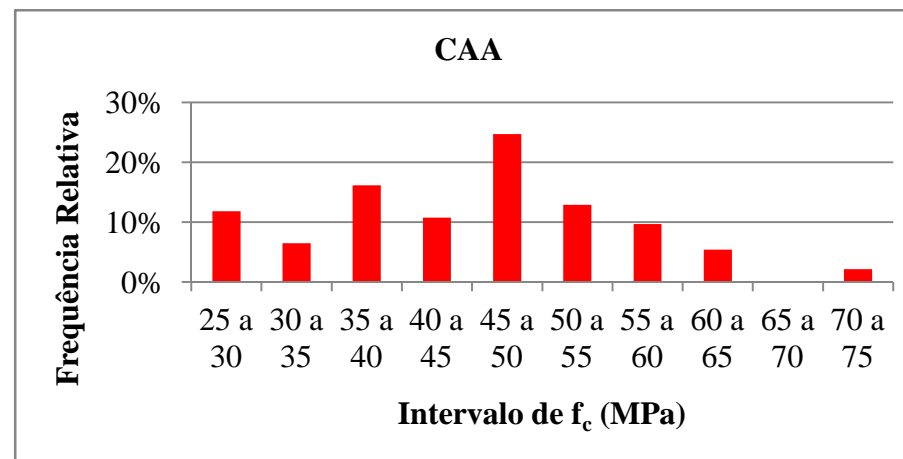
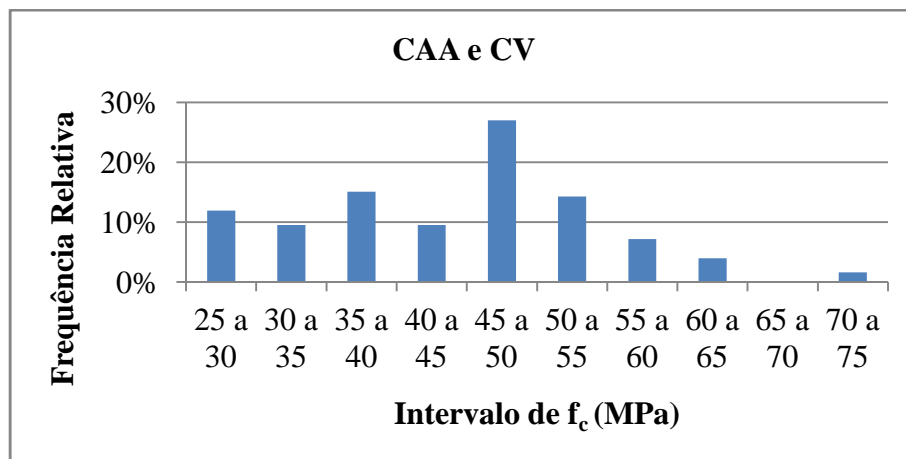
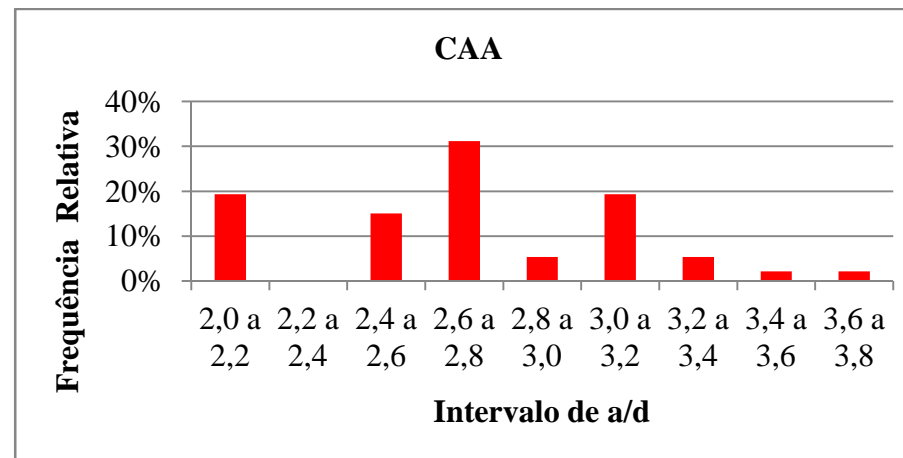
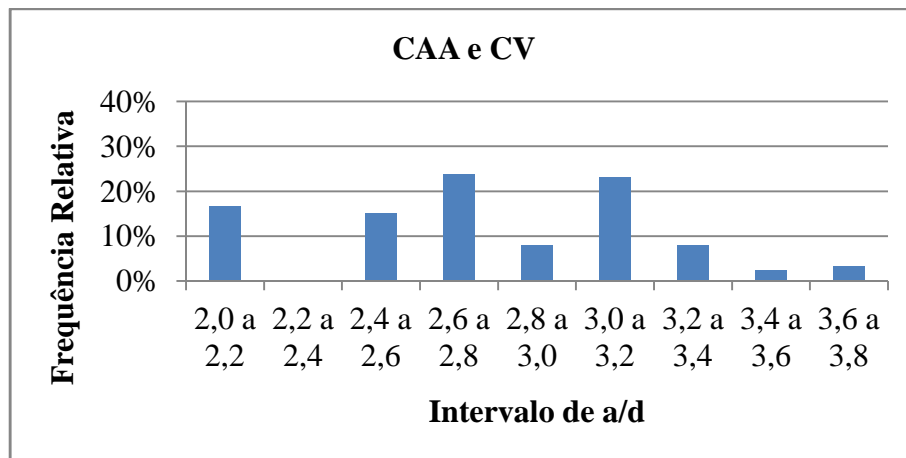


Figura 2.15 – Frequência relativa de a/d e f_c das vigas de CAA e CV estudadas.

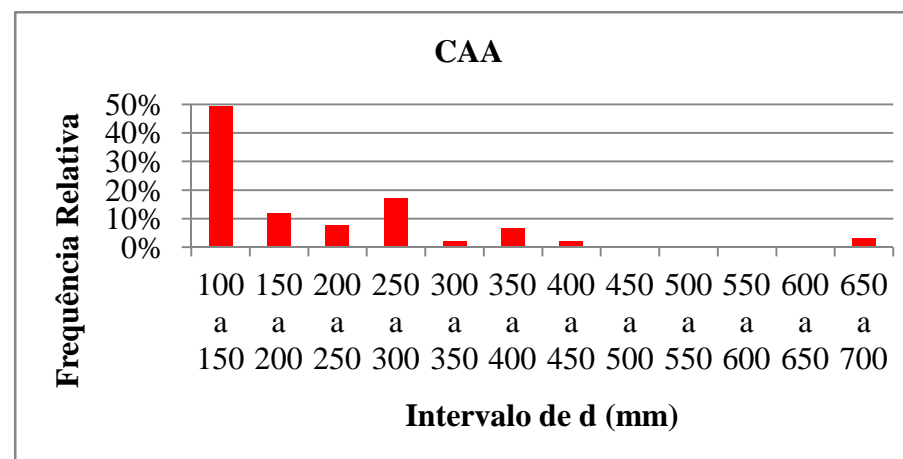
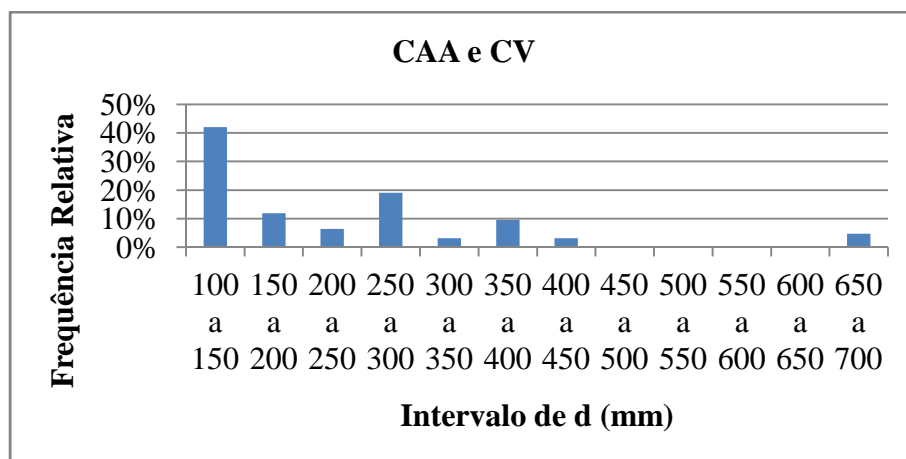
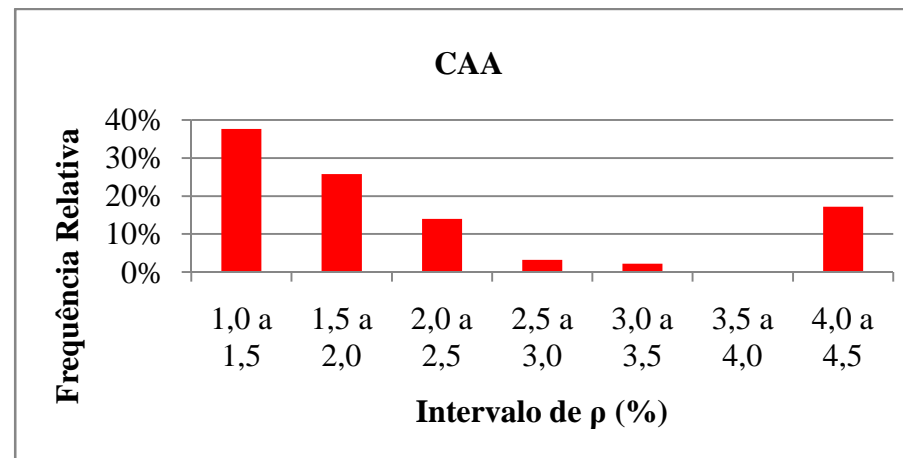
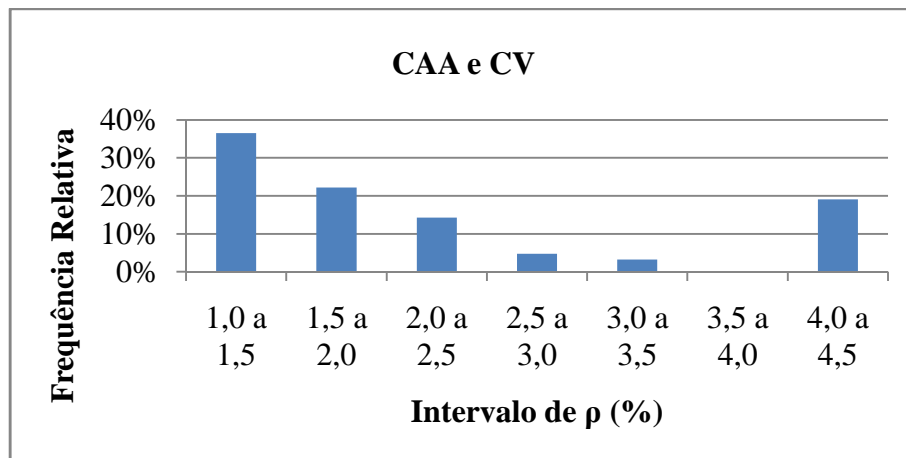


Figura 2.16 – Frequência relativa de p e de d das vigas de CAA e CV estudadas.

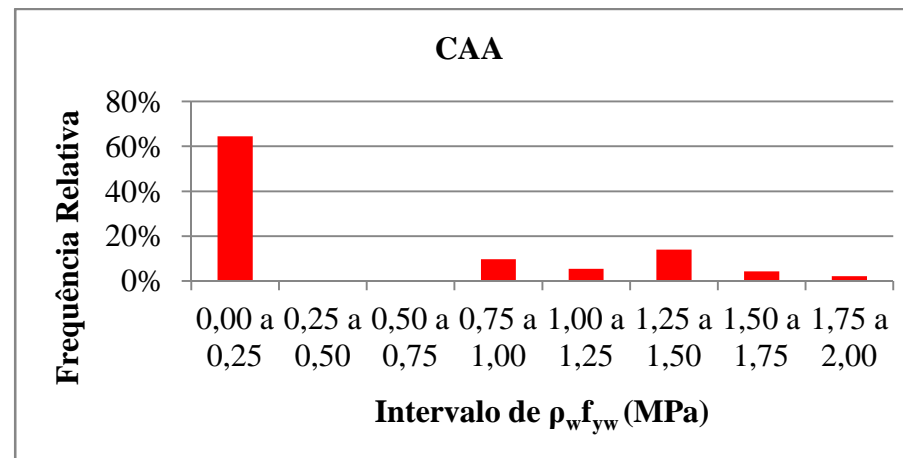
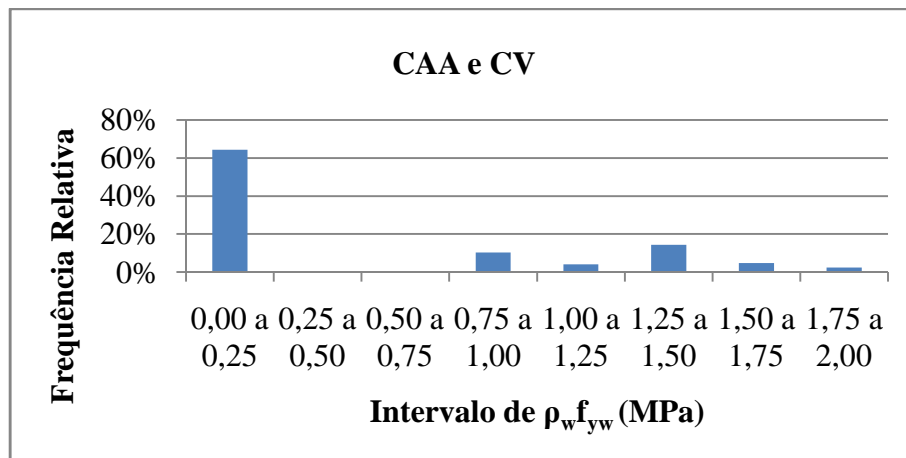


Figura 2.17 – Frequência relativa de $\rho_w f_{yw}$ das vigas de CAA e CV estudadas.

2.5.2 Comparação de resistências à força cortante experimentais com calculadas

Na tabela A.1 do apêndice A, além dos dados mais relevantes das vigas, são apresentadas as forças cortantes últimas calculadas segundo prescrições de diferentes normas de cálculo (V_R) e as relações entre as forças cortantes últimas experimentais e calculadas (V_u/V_R).

Os valores de V_R foram calculados considerando-se coeficientes de minoração das resistências unitários, substituindo f_{ck} por f_{cm} e f_{ywk} por f_{ywm} e desconsiderando os limites para f_{ywk} e de f_{ck} . Os calculados segundo a ABNT NBR 6118:2014 referem-se ao método I, nos calculados adotando a ACI 318:2011 considerou-se a expressão mais simplificada de V_c e os calculados segundo o FIB MC 2010 referem-se ao nível de aproximação I. Para adotar esse nível de aproximação do FIB MC 2010, desconsiderou-se a limitação de $\epsilon_x \leq 0,001$. Embora os valores de ϵ_x em algumas das vigas ensaiadas, na ruptura, possam ter sido maiores que 0,001, essa desconsideração visou simplificação de cálculo.

Para as vigas com armadura transversal, no caso de método com ângulo θ variável de livre escolha (EN 1992-1-1:2004 e FIB MC 2010), considerou-se o menor valor desse ângulo, que leva aos maiores valores de V_R .

As relações entre as forças cortantes últimas experimentais e as calculadas segundo expressões de normas (V_u/V_R), em função de diferentes parâmetros, são mostradas nas figuras 2.18 a 2.26.

Essas figuras mostram que, para elementos sem armadura transversal, o procedimento da ABNT NBR 6118:2014 é o menos conservador, o do FIB MC 2010 (nível de aproximação I) é o mais conservador e o da EN 1992-1-1:2004 é o que fornece valores de força cortante resistente mais próximos dos experimentais.

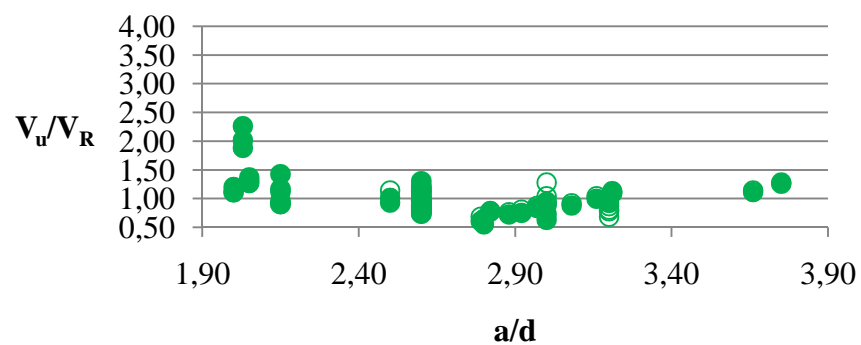
Nas figuras 2.18 a 2.21, observa-se tendência de menores valores de V_u/V_R para relações a/d em torno de 2,8 a 3,0 e de diminuição de V_u/V_R com o aumento da altura útil.

Para vigas com armadura transversal, todos os procedimentos das normas levam a valores de resistência à força cortante menores que os experimentais, e o do FIB MC 2010 (nível de aproximação I) é também o mais conservador. Na figura 2.26, nota-se que, ao adotar as prescrições do EN 1992-1-1:2004 e do FIB MC 2010, as relações

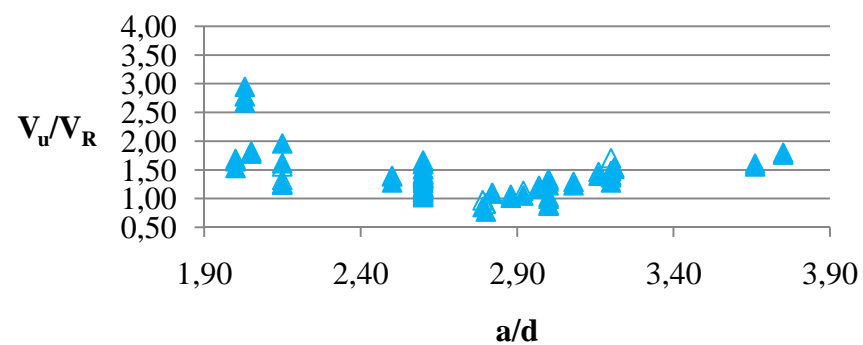
V_u/V_R nitidamente diminuem à medida que aumenta $\rho_w f_{yw}$, pois desconsidera-se a parcela V_c no cálculo de V_R e adotou-se para θ valor constante e igual ao mínimo.

Nas tabelas 2.34 e 2.35 são fornecidos, para as vigas de CAA e CV, respectivamente, os valores da média, da mediana e do coeficiente de variação das relações V_u/V_R correspondentes às diferentes normas, bem como o número de valores menores que a unidade (em porcentagem).

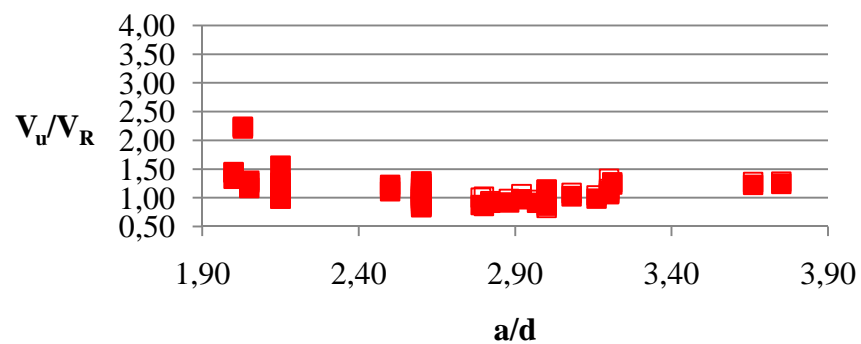
A comparação entre os dados das tabelas 2.34 e 2.35 fica prejudicada pelo número bem menor de vigas de CV. Levando isso em conta e a variabilidade a que os resultados experimentais estão sujeitos, pode-se dizer que, embora perceba-se alguma tendência dos valores de V_u/V_R das vigas sem armadura transversal de CAA serem menores do que os das vigas de CV, os dados dessas tabelas não evidenciam diferenças relevantes entre V_u/V_R de vigas de CV e de CAA. Entretanto, o caso de vigas com maiores alturas, baixas taxas de armadura transversal e concretos com $f_c > 50\text{MPa}$, enfocado apenas por CUENCA *et al.* (2009), que ensaiou só duas vigas, parece merecer investigação. Essas duas vigas, uma de CV e outra de CAA, tinham $a/d=3,20$, $d=655\text{mm}$, $\rho=3,0\%$, f_c em torno de 50MPa e $\rho_w f_{yw}=0,85\text{MPa}$.



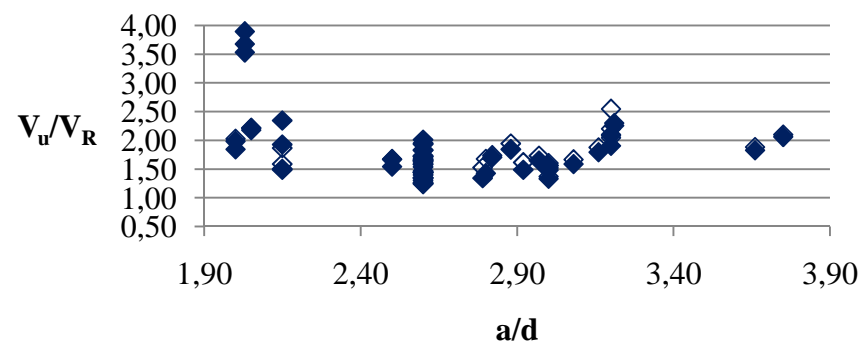
○ CV-NBR6118:2014 ● CAA-NBR6118:2014



△ CV-ACI318:2011 ▲ CAA-ACI318:2011

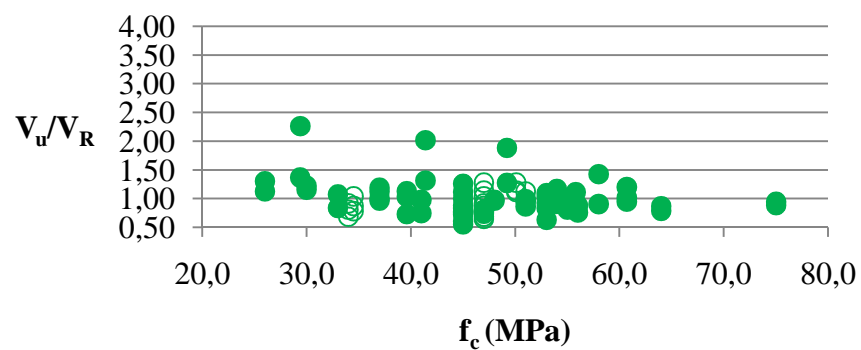


□ CV-EN 1992-1-1:2004 ■ CAA-EN 1992-1-1:2004

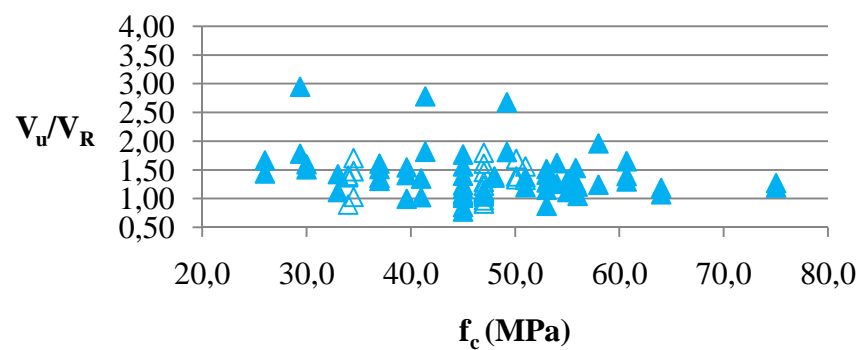


◇ CV-MC2010 ◆ CAA-MC2010

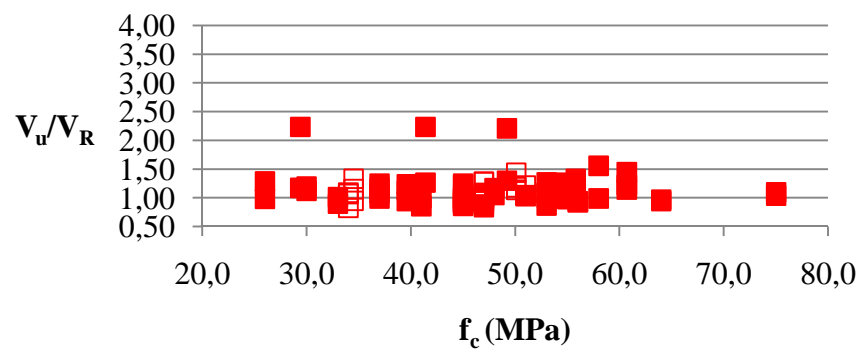
Figura 2.18 – Relações V_u/V_R em função de a/d de vigas sem armadura transversal.



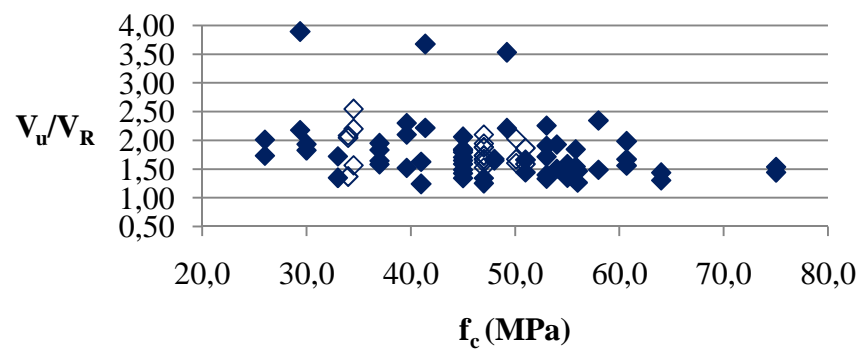
○ CV-NBR6118:2014 ● CAA-NBR6118:2014



△ CV-ACI318:2011 ▲ CAA-ACI318:2011

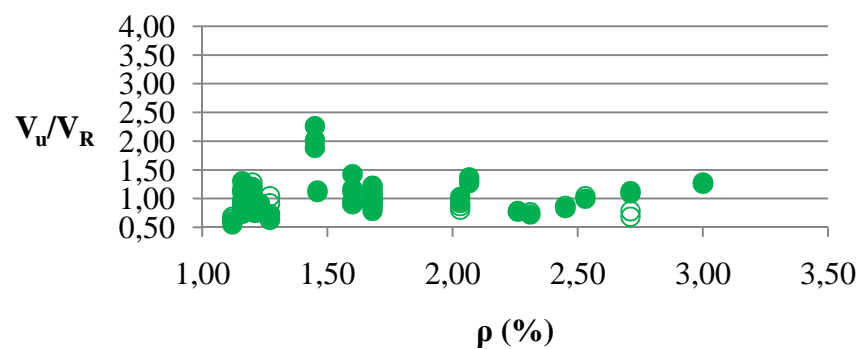


□ CV-EN 1992-1-1:2004 ■ CAA-EN 1992-1-1:2004

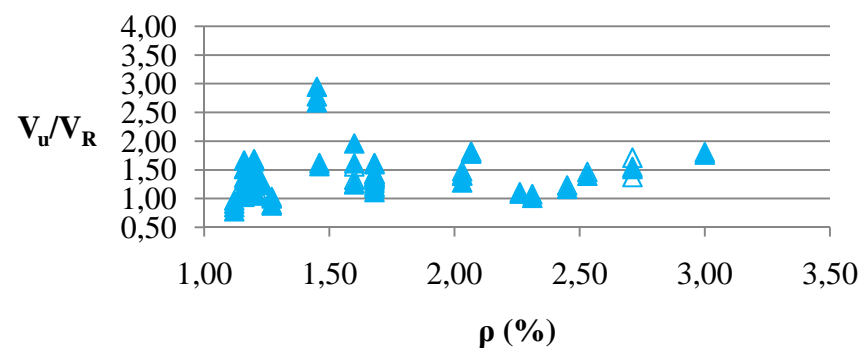


◇ CV-MC2010 ◆ CAA-MC2010

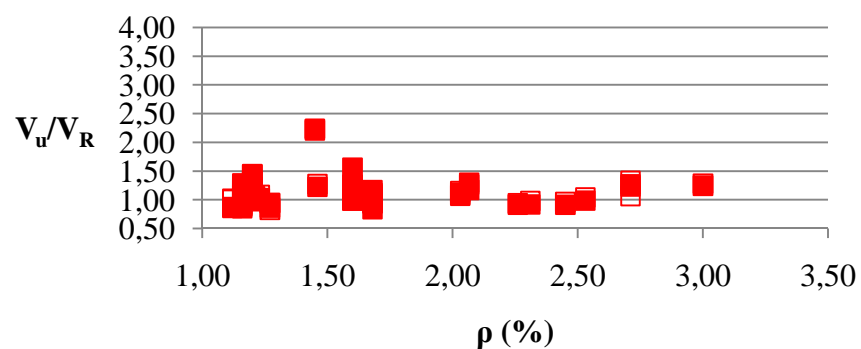
Figura 2.19 – Relações V_u/V_R em função de f_c de vigas sem armadura transversal.



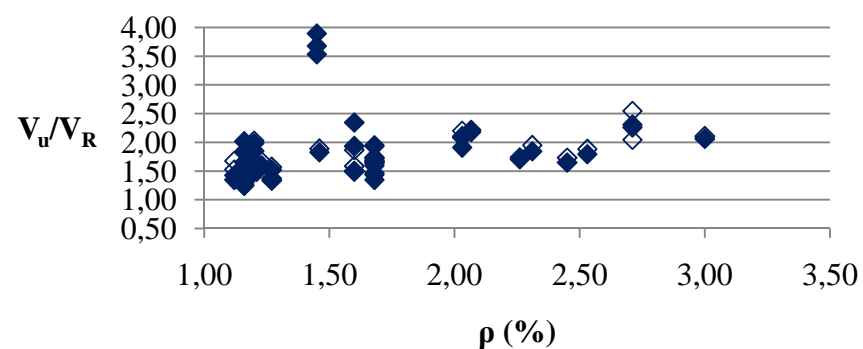
○ CV-NBR6118:2014 ● CAA-NBR6118:2014



△ CV-ACI318:2011 ▲ CAA-ACI318:2011

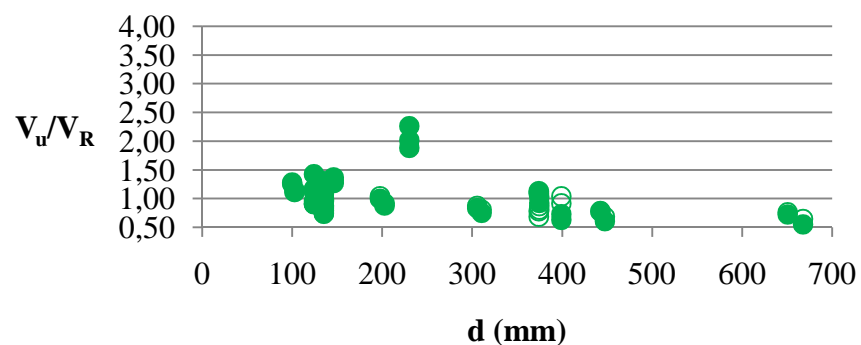


□ CV-EN 1992-1-1:2004 ■ CAA-EN 1992-1-1:2004

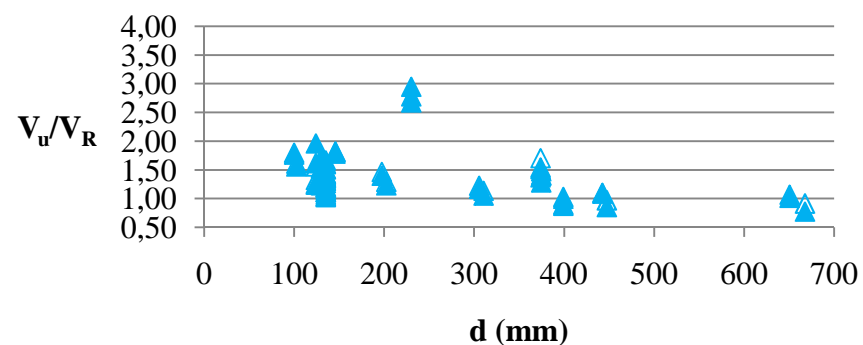


◇ CV-MC2010 ◆ CAA-MC2010

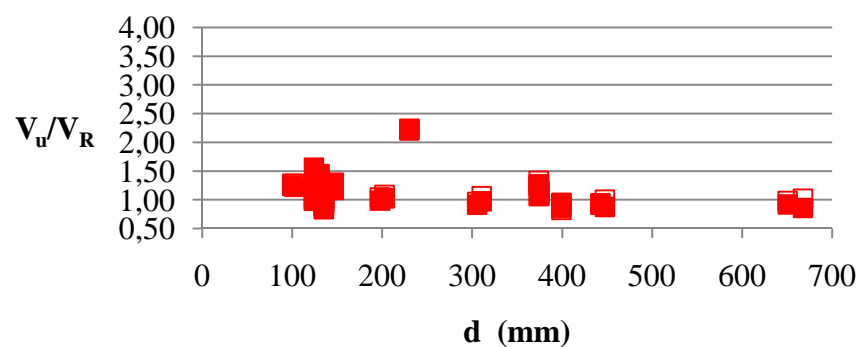
Figura 2.20 – Relações V_u/V_R em função de ρ de vigas sem armadura transversal.



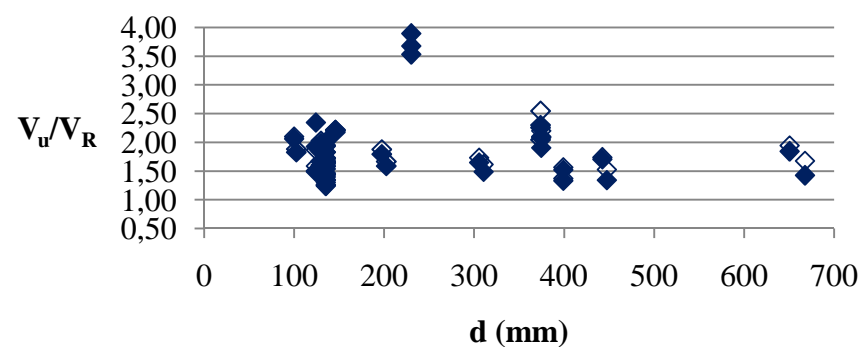
○ CV-NBR6118:2014 ● CAA-NBR6118:2014



△ CV-ACI318:2011 ▲ CAA-ACI318:2011

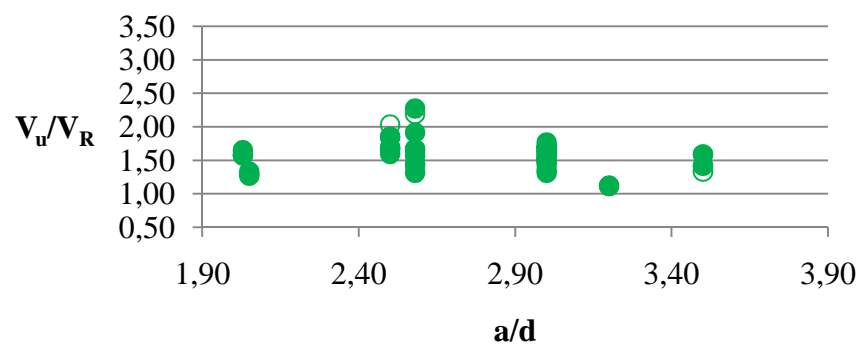


□ CV-EN 1992-1-1:2004 ■ CAA-EN 1992-1-1:2004

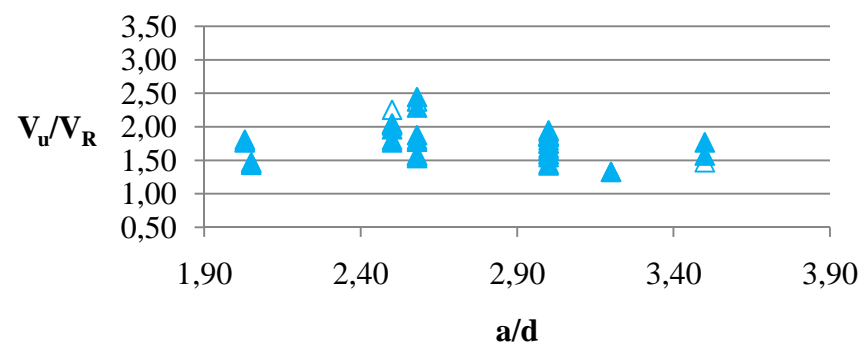


◇ CV-MC2010 ◆ CAA-MC2010

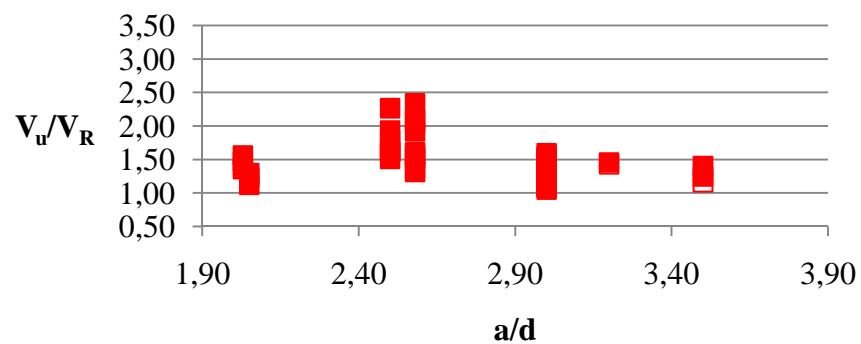
Figura 2.21 – Relações V_u/V_R em função de d de vigas sem armadura transversal.



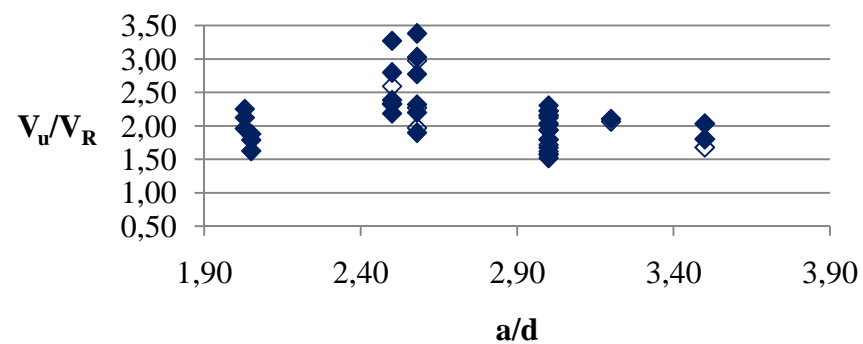
○ CV-NBR6118:2014 ● CAA-NBR6118:2014



△ CV-ACI318:2011 ▲ CAA-ACI318:2011

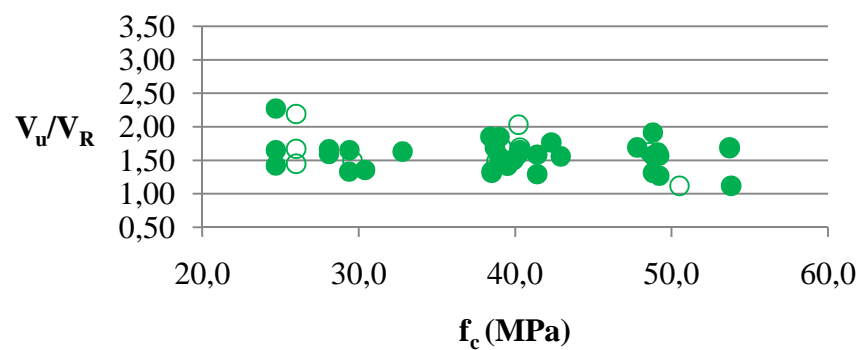


□ CV-EN 1992-1-1:2004 ■ CAA-EN 1992-1-1:2004

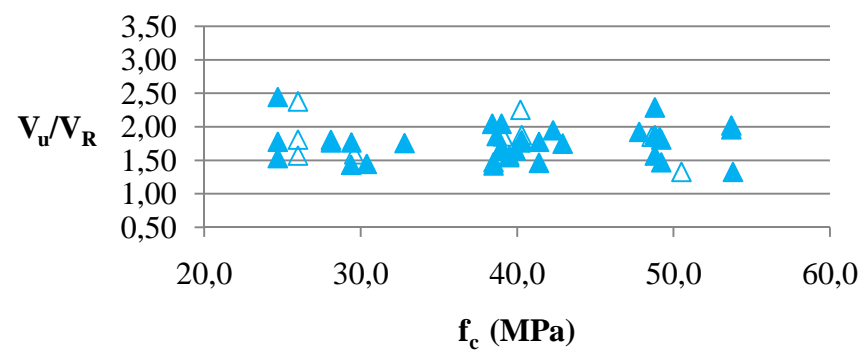


◇ CV-MC2010 ◆ CAA-MC2010

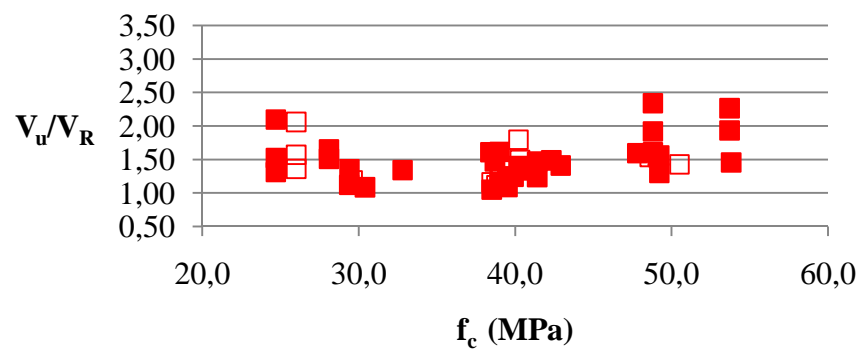
Figura 2.22 – Relações V_u/V_R em função de a/d de vigas com armadura transversal.



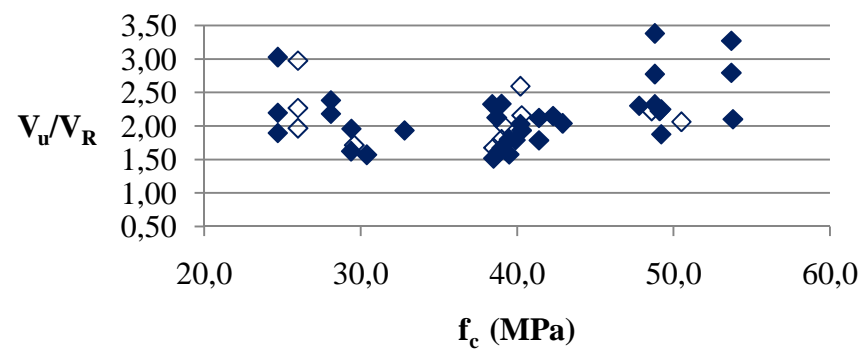
○ CV-NBR6118:2014 ● CAA-NBR6118:2014



△ CV-ACI318:2011 ▲ CAA-ACI318:2011

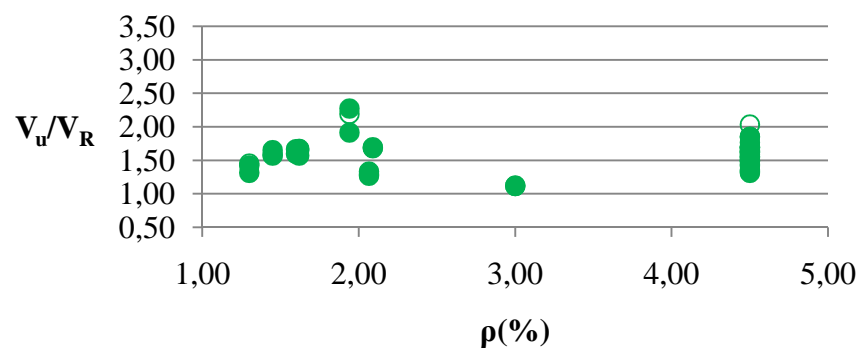


□ CV-EN 1992-1-1:2004 ■ CAA-EN 1992-1-1:2004

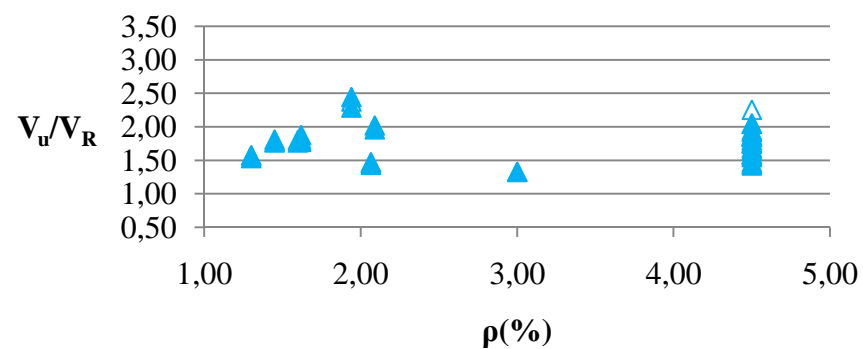


◇ CV-MC2010 ◆ CAA-MC2010

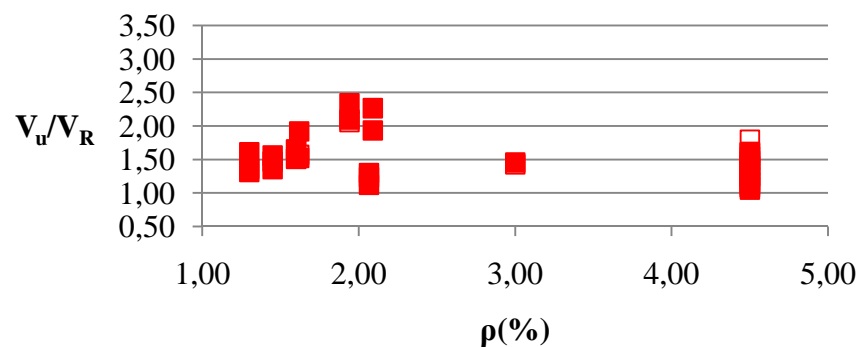
Figura 2.23 – Relações V_u/V_R em função de f_c de vigas com armadura transversal.



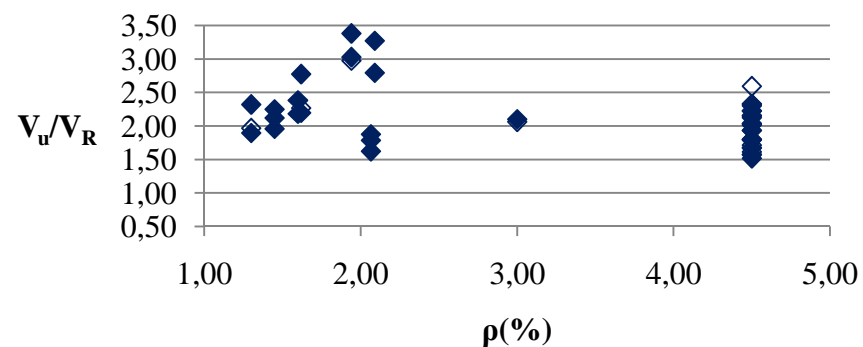
○ CV-NBR6118:2014 ● CAA-NBR6118:2014



△ CV-ACI318:2011 ▲ CAA-ACI318:2011

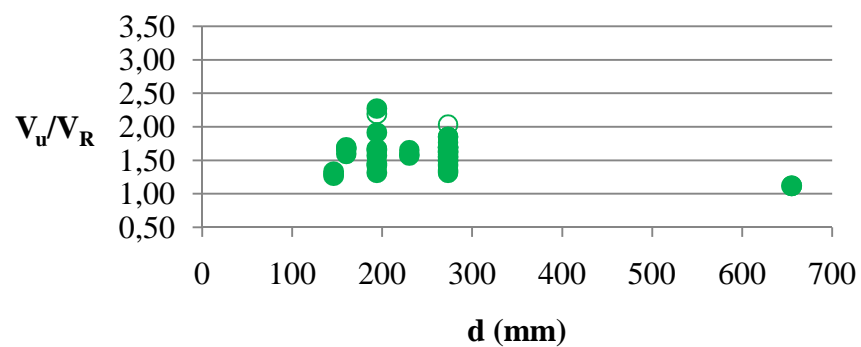


□ CV-EN 1992-1-1:2004 ■ CAA-EN 1992-1-1:2004

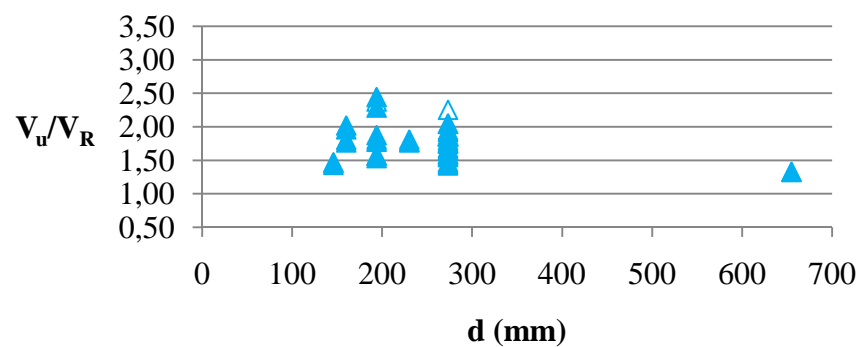


◇ CV-MC2010 ◆ CAA-MC2010

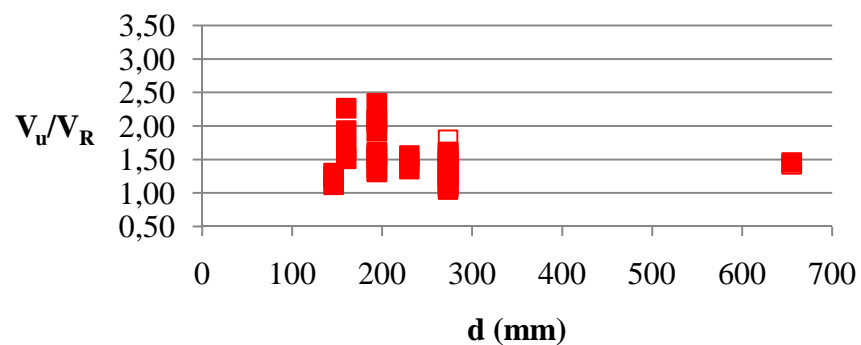
Figura 2.24 – Relações V_u/V_R em função de ρ de vigas com armadura transversal.



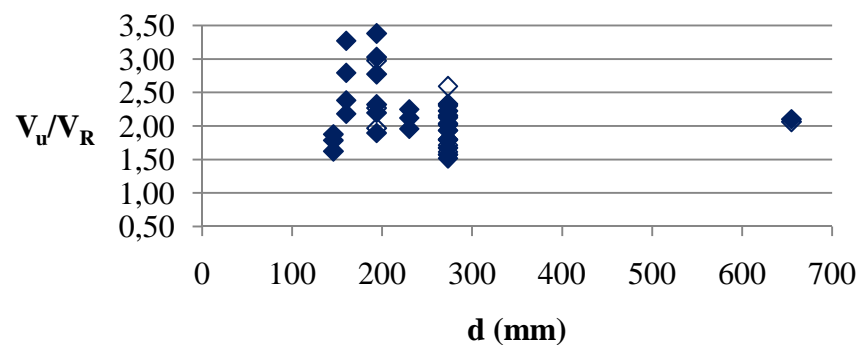
○ CV-NBR6118:2014 ● CAA-NBR6118:2014



△ CV-ACI318:2011 ▲ CAA-ACI318:2011

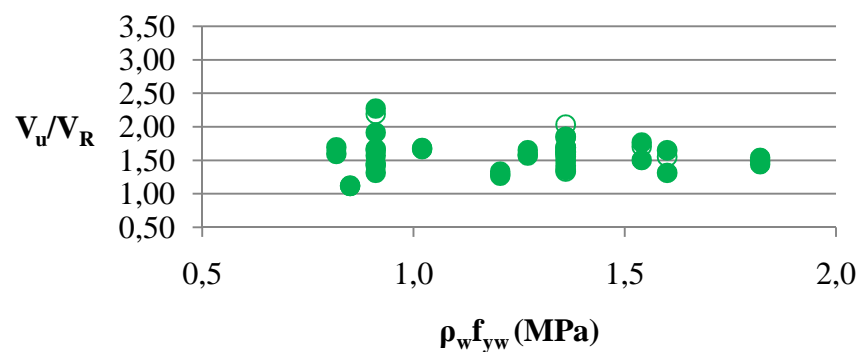


□ CV-EN 1992-1-1:2004 ■ CAA-EN 1992-1-1:2004

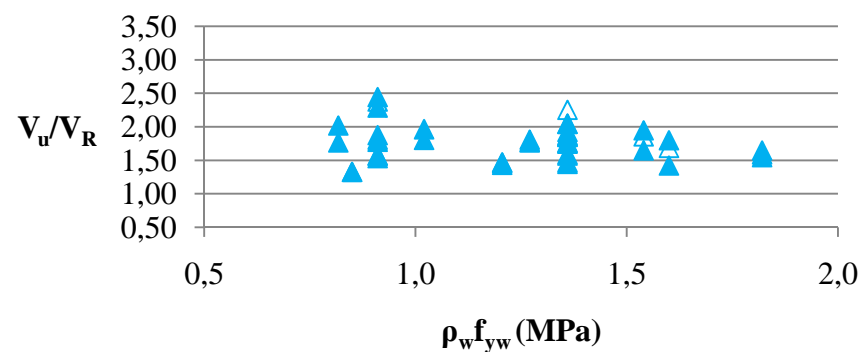


◇ CV-MC2010 ◆ CAA-MC2010

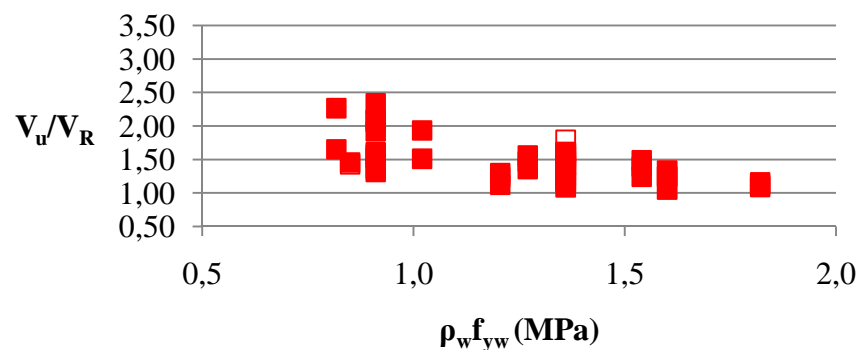
Figura 2.25 – Relações V_u/V_R em função de d de vigas com armadura transversal.



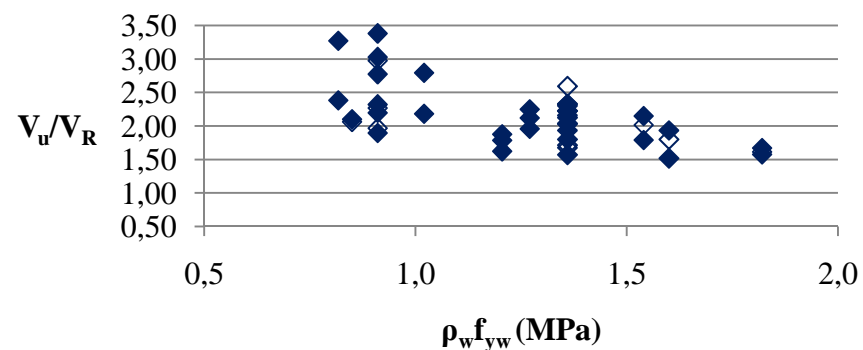
○ CV-NBR6118:2014 ● CAA-NBR6118:2014



△ CV-ACI318:2011 ▲ CAA-ACI318:2011



□ CV-EN 1992-1-1:2004 ■ CAA-EN 1992-1-1:2004



◇ CV-MC2010 ◆ CAA-MC2010

Figura 2.26 – Relações V_u/V_R em função de $\rho_w f_{yw}$ de vigas com armadura transversal.

Tabela 2.34 – Dados estatísticos das relações V_u/V_R , para as vigas de CAA.

	Sem A_{sw}				Com A_{sw}			
	Média	Mediana	Coefficiente de Variação	$V_u/V_R < 1,0$	Média	Mediana	Coefficiente de Variação	$V_u/V_R < 1,0$
NBR6118:2014¹	1,03	0,967	0,300	56,7%	1,58	1,59	0,140	0%
ACI318:2011²	1,40	1,33	0,292	5,00%	1,76	1,77	0,141	
ACI318:2011	1,36	1,30	0,276	8,33%	1,67	1,71	0,144	
EN 1992-1-1:2004	1,13	1,05	0,261	38,3%	1,50	1,47	0,213	
MC 2010³	1,79	1,65	0,295	0%	2,16	2,12	0,213	

¹ Método I ; ² Expressão de V_c mais simplificada; ³ Nível de aproximação I

Tabela 2.35 – Dados estatísticos das relações V_u/V_R , para as vigas de CV.

	Sem A_{sw}				Com A_{sw}			
	Média	Mediana	Coefficiente de Variação	$V_u/V_R < 1,0$	Média	Mediana	Coefficiente de Variação	$V_u/V_R < 1,0$
NBR6118:2014¹	0,958	0,964	0,204	52,4%	1,61	1,59	0,178	0%
ACI318:2011²	1,32	1,34	0,201	14,3%	1,77	1,75	0,172	
ACI318:2011	1,28	1,29	0,193	14,3%	1,67	1,65	0,169	
EN 1992-1-1:2004	1,10	1,07	0,135	23,8%	1,45	1,41	0,190	
MC 2010³	1,83	1,74	0,151	0%	2,09	2,04	0,190	

¹ Método I ; ² Expressão de V_c mais simplificada; ³ Nível de aproximação I

2.6 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Verificou-se haver consenso com relação aos parâmetros que influenciam a resistência de vigas à força cortante, o que não ocorre com relação à maneira de quantificar essa influência. Em vigas esbeltas sem armadura transversal, os principais parâmetros influenciadores da tensão cisalhante nominal resistente levadas em conta em expressões de normas são a altura efetiva, a taxa ou deformação específica da armadura longitudinal de tração ou a relação $M/(\rho Vd)$, a resistência do concreto e a dimensão máxima do agregado. Entretanto, o tipo e teor de agregado graúdo também parecem afetar a resistência à força cortante em vigas de concretos auto-adensáveis e de alta resistência.

Em expressões mais simplistas considera-se apenas a resistência do concreto. Em geral, elas têm a forma

$$V_c/(b_w d) = C f_{ctd}$$

que é o caso da expressão da ABNT NBR 6118:2014, ou, em vez de f_{ctd} aparece expressão que relaciona f_{ctd} com f_{ck} , caso da que consta na ACI 318:2011. Segundo publicação do THE EUROPEAN CONCRETE PLATFORM (2008), nas expressões desse tipo adotadas em vários países o valor da constante C varia de 0,30 a 0,75. Os maiores valores de C , entretanto, não seriam adequados para elementos com maior altura efetiva e baixa taxa de armadura longitudinal. Para abranger todos os casos possíveis de maneira segura, resultados de ensaios sugerem que nessa expressão simplista seria mais indicado adotar $C=0,35$.

O FIB MC 2010 apresenta diferentes níveis de aproximação para cálculo da resistência à força cortante, satisfazendo aos que desejam métodos de fácil aplicação para uso corrente e aos que desejam métodos capazes de avaliar melhor a capacidade resistente à força cortante, a serem adotados em casos específicos. A figura 2.27 mostra as diferenças entre as relações V_u/V_R (cortante resistente experimental/cortante resistente calculado) em função de $V_u/(b_w z)$ quando se adotam os diferentes níveis de aproximação para cálculo de V_R de vigas sem e com armadura transversal. Para elaboração dos gráficos dessa figura considerou-se grande número de vigas que tiveram a força cortante como principal causa de ruptura, abrangendo relações $a/d \geq 2,5$, f_c de 20MPa a 128MPa, h de 61mm a 3000mm, $b_w \geq 50$ mm (SIGRIST *et al.*, 2013). Nessa figura, nota-se que, para vigas sem armadura transversal, a relação V_u/V_R aumenta à

medida que aumenta $V_u/(b_w z)$ e, para vigas com armadura transversal, ocorre o contrário.

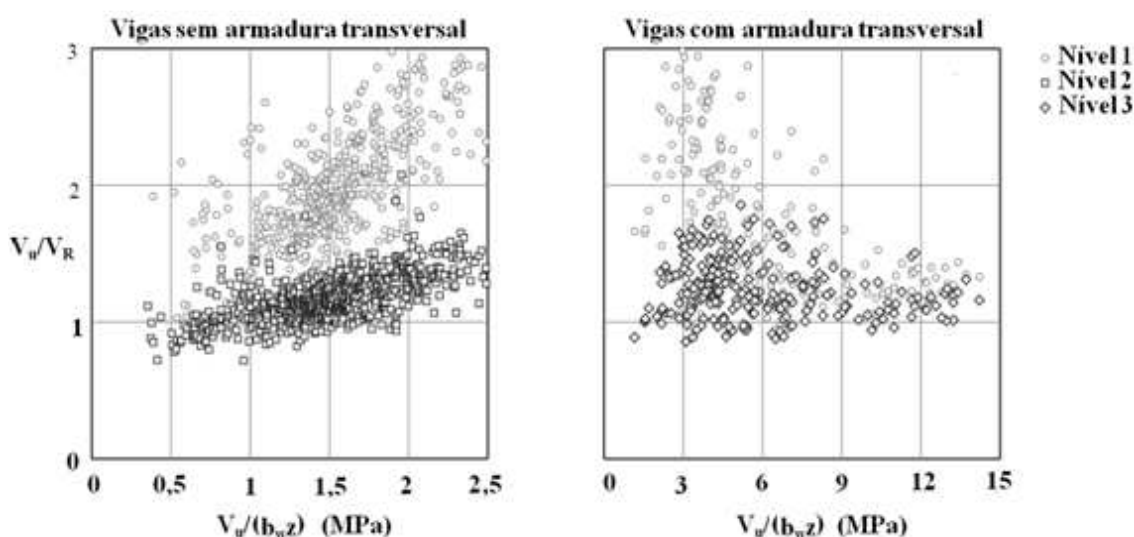


Figura 2.27 – Relações V_u/V_R relativas aos diferentes níveis de aproximação do FIB MC 2010 em função de $V_u/(b_w z)$ (SIGRIST *et al.*, 2013, p.197)

O método de cálculo de V_c da EN 1992-1-1:2004 é o que parece fornecer valores de força cortante resistente mais próximos dos experimentais. Cabe destacar que investigação de KONIG e FISCHER (1995) sugere que seria mais adequado adotar na expressão de V_c da EN 1992-1-1:2004 o coeficiente de 0,15 em vez de 0,18. Esta substituição levaria a ter-se, para os resultados de ensaios analisados no item 2.5.2, sempre $V_u/V_R \geq 1$. Note-se também que $0,1 = 0,15/\gamma_c$ era o coeficiente usado quando a expressão que agora consta da EN 1992-1-1:2004 foi inicialmente sugerida para a norma europeia de pontes, tendo em vista evidência de que aquela que aparecia anteriormente (igual à usada para lajes na ABNT NBR 6118:2014) podia superavaliar a resistência à força cortante, principalmente de elementos de concreto de alta resistência (EIBL, 1995).

Para vigas com armadura transversal, segundo análise de SIGRIST e HACKBARTH (2012), apenas para vigas com valores de $\rho_w f_{ywd}/f_{cd}$, maiores que cerca de 0,1, os métodos do FIB MC 2010 levam a maiores valores de tensão cisalhante resistente nominal que os da EN 1992-1-1:2004.

A figura 2.28 compara os valores de $V_c/(b_w d)$ obtidos segundo as expressões de normas de cálculo que constam das tabelas 2.6 a 2.9, para diferentes valores de f_{ck} . Adotaram-se coeficientes de minoração das resistências unitários e, nas fórmulas onde d

e ρ aparecem (EN 1992-1-1:2004 e FIB MC 2010), consideraram-se $d=450\text{mm}$ e $\rho=2\%$. A expressão da ABNT NBR 6118:2014 usada é a do método I, a da ACI 318:2011 é a mais simples das duas que nela constam e a do FIB MC 2010 refere-se ao nível de aproximação I.

Essa figura evidencia a grande diferença entre os maiores valores, correspondentes à ABNT NBR 6118:2014, e os menores, correspondentes ao nível I de aproximação do FIB MC 2010, particularmente para o caso de concretos de alta resistência. Por outro lado, com exceção do FIB MC 2010, as normas cujas expressões de V_c fornecem os maiores valores correspondem também os maiores valores de $\rho_{w,\min}f_{yk}$, o que pode ser constatado analisando as figuras 2.28 e 2.29. As diferenças entre as prescrições levam também a diferenças entre os valores de $V_{R,\min}/(b_wd)$ de vigas com $\rho_{w,\min}f_{yk}$, como mostra a figura 2.30.

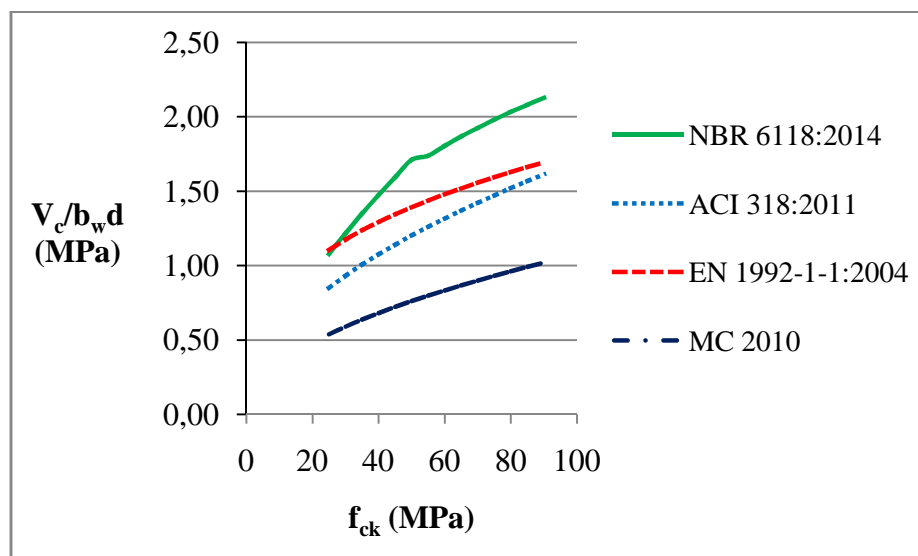


Figura 2.28 – Valores de $V_c/(b_wd)$ em função de f_{ck} dados por expressões de normas de cálculo.

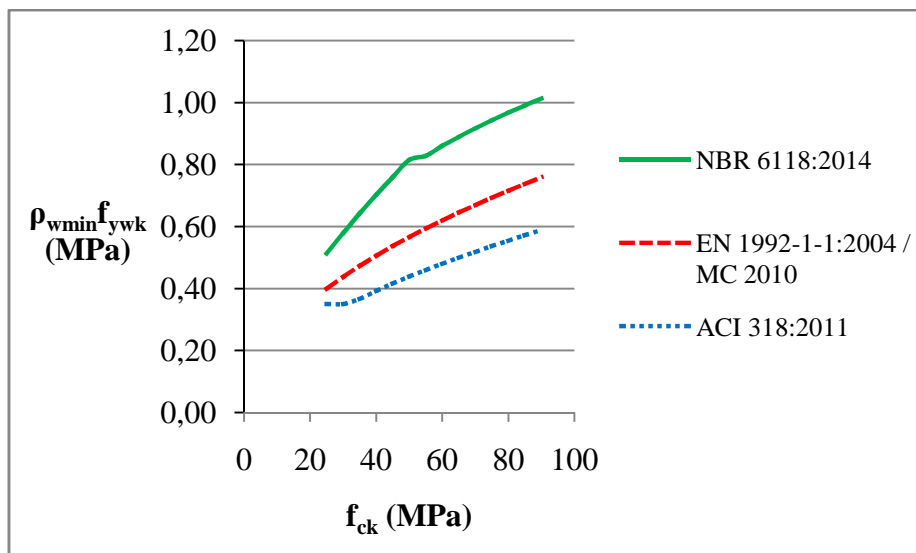


Figura 2.29 – Valores de $\rho_{w,min}f_{yw,k}$ em função de f_{ck} dados por expressões de normas de cálculo.

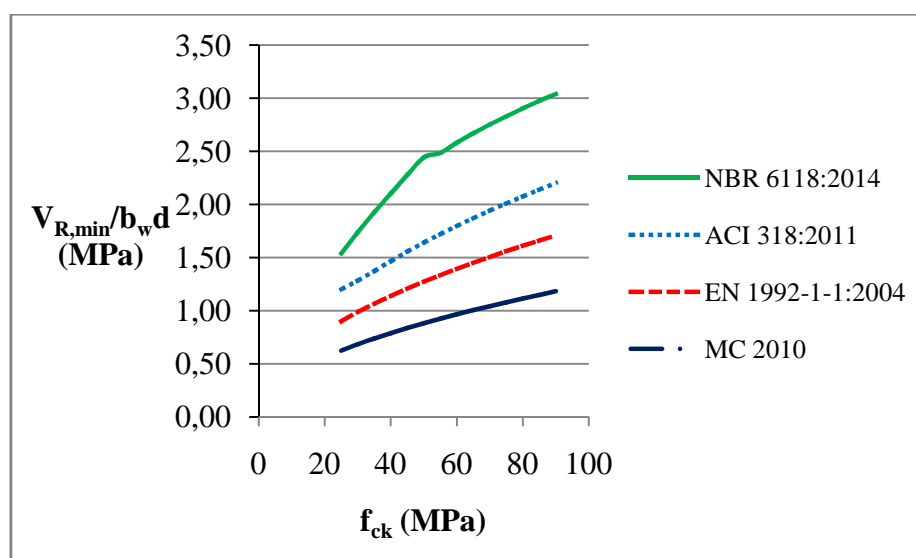


Figura 2.30 – Valores de $V_{R,min}/(b_w d)$ de vigas com $\rho_{w,min}f_{yw,k}$.

Essas figuras levam a crer que, das normas enfocadas, a ABNT NBR 6118:2014 e a ACI 318:2011 têm maior probabilidade de superavaliar a resistência à força cortante de vigas sem e com baixa taxa de armadura transversal, principalmente de vigas de concreto de alta resistência, baixa taxa de armadura longitudinal e maior altura.

Constatou-se a possibilidade de, nos elementos sem armadura transversal de concretos de alta resistência, principalmente nos com agregados de calcário, ter-se diminuição da resistência à força cortante decorrente da fratura dos agregados. Isto levou o anexo britânico da norma europeia a, no cálculo da resistência à força cortante,

limitar a 60MPa o valor da resistência à compressão característica do concreto a considerar. No nível de aproximação I do método de cálculo da resistência à força cortante do FIB MC 2010, limita-se f_{ck} a 70MPa e, no nível de aproximação II, em vez de limitar-se o valor de f_{ck} , adota-se $d_{max}=0$ para os casos de f_{ck} maior que 70MPa.

A ACI 318:2011 também limita f_{ck} a cerca de 70MPa no caso de não haver armadura transversal mínima.

A maioria das vigas de CAA ensaiadas por outros autores tinham seção transversal retangular e altura menor que 300mm. Embora seção transversal retangular não corresponda à maioria dos casos na prática, a sua consideração tende a fornecer resultados conservadores de tensão cisalhante resistente nominal em relação aos de vigas de mesma largura e altura com mesa, mas vigas com pequenas alturas apresentam essa tensão maior que vigas de alturas usuais.

Em vigas de edificações, onde pode haver vigas com menores alturas, tem-se normalmente h variando entre cerca de 300mm (raramente) e 800mm a 900mm, sendo mais comum a faixa entre 400mm e 600mm. Nas vigas de transição pode-se ter h entre 1000mm e 1500mm. Tendo-se em vista esse fato, decidiu-se concentrar o foco nas vigas com $h > 300$ mm, cujo número consta na tabela 2.36.

Ficou-se, então, com um número restrito de vigas, mas com número de vigas de CV e de CAA mais próximo.

Tabela 2.36 – Número de vigas de CAA e CV com $h \geq 300$ mm.

Tipo de concreto	Tipo de viga em relação a A_{sw}	Número de vigas		
CAA	Sem A_{sw}	12	29	50
	Com A_{sw}	17		
CV	Sem A_{sw}	12	21	
	Com A_{sw}	9		

Os dados dessas vigas estão listados na tabela 2.37, os histogramas dos principais parâmetros nas figuras 2.31 a 2.33 e os valores de V_u/V_R em função de diferentes parâmetros são mostrados nas figuras 2.34 a 2.42.

Nessas figuras e tabela, nota-se que a maioria das vigas tem a/d em torno de 3, há poucas vigas com $f_c > 50$ MPa, $d > 450$ mm e baixos valores de $\rho_w f_{yw}$.

Em relação aos das tabelas 2.34 e 2.35, os dados estatísticos das tabelas 2.38 e 2.39 mostram situação mais desfavorável das relações V_u/V_R ao considerar-se apenas as vigas com $h > 300\text{mm}$, particularmente para as vigas sem armadura transversal.

Há alguma evidência de que a resistência à força cortante de vigas esbeltas de CAA sem armadura transversal possa ser menor do que a de vigas de CV de mesmas características, devido ao menor engrenamento dos agregados decorrente do menor teor de agregados graúdos dos CAA, mas isso parece depender da taxa de armadura longitudinal de tração e da altura efetiva das vigas e possivelmente também da resistência do concreto, do tipo de agregado graúdo e da qualidade da ligação pasta-agregado. Não há dados suficientes para indicar se isso também tenderia a ocorrer em vigas com taxas mínimas de armadura transversal, principalmente para casos de vigas com alturas maiores e de concretos de alta resistência. Visando obter informações sobre estes casos, planejou-se o programa experimental descrito a seguir.

Tabela 2.37 – Resumo dos dados das vigas estudadas com $h \geq 300\text{mm}$ (continua).

	Tipo de Concreto	d_{\max}	a/d	f_c	ρ	b_w	d	$\rho_w f_{yw}$	V_u	NBR 6118:2014		ACI 318:2011		EN 1992-1-1:2004		MC 2010	
										V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R
HASSAN, <i>et al.</i> (2008 e 2010)	CV	10	2,92	47,0	1,21	400	311	0	165	204	0,810	145	1,14	155	1,06	102	1,61
	CV	10	2,97	47,0	2,45	400	306	0	175	201	0,873	142	1,23	181	0,967	101	1,73
	CV	10	2,79	47,0	1,12	400	448	0	202	294	0,688	209	0,968	201	1,00	132	1,53
	CV	10	2,82	47,0	2,26	400	443	0	228	290	0,785	206	1,11	242	0,941	131	1,74
	CV	10	2,80	47,0	1,12	400	668	0	284	438	0,648	311	0,913	279	1,02	169	1,68
	CV	10	2,88	47,0	2,31	400	651	0	325	427	0,761	303	1,07	331	0,982	167	1,95
	CAA	10	2,92	45,0	1,21	400	311	0	149	198	0,753	142	1,05	153	0,976	100	1,49
	CAA	10	2,97	45,0	2,45	400	306	0	163	195	0,837	139	1,17	178	0,914	99	1,65
	CAA	10	2,79	45,0	1,12	400	448	0	174	285	0,610	204	0,852	199	0,876	129	1,34
	CAA	10	2,82	45,0	2,26	400	443	0	219	282	0,776	202	1,08	239	0,917	128	1,71
	CAA	10	2,80	45,0	1,12	400	668	0	236	426	0,554	304	0,775	275	0,859	166	1,42
	CAA	10	2,88	45,0	2,31	400	651	0	301	415	0,726	297	1,01	326	0,923	163	1,84
CUENCA <i>et al.</i> (2009)	CV	10	3,20	50,5	3,00	200	655	0,850	358	320	1,12	270	1,33	251	1,43	174	2,06
	CAA	10	3,20	53,8	3,00	200	655	0,850	365	326	1,12	275	1,33	251	1,46	174	2,10
d_{\max} , b_w e d em mm f_c e $\rho_w f_{yw}$ em MPa V_u e V_R em kN ρ em %																	

Tabela 2.37 – Resumo dos dados das vigas estudadas com $h \geq 300\text{mm}$ (continuação).

	Tipo de Concreto	d_{\max}	a/d	f_c	ρ	b_w	d	$\rho_w f_{yw}$	V_u	NBR 6118:2014		ACI 318:2011		EN 1992-1-1:2004		MC 2010	
										V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R
LIN e CHEN (2012)	CV	19	3,00	29,6	4,50	240	273	1,36	238	159	1,50	150	1,59	200	1,19	139	1,71
	CV	19	3,00	40,3	4,50	240	273	1,36	300	177	1,69	160	1,88	200	1,50	139	2,16
	CAA	10	3,00	32,8	4,50	240	273	1,36	269	165	1,63	153	1,76	200	1,34	139	1,94
	CAA	10	3,00	38,7	4,50	240	273	1,36	295	175	1,69	158	1,86	200	1,47	139	2,12
	CAA	10	3,00	47,8	4,50	240	273	1,36	320	189	1,69	166	1,93	200	1,60	139	2,30
	CAA	10	2,50	39,0	4,50	240	273	1,36	324	175	1,85	159	2,04	200	1,62	139	2,33
	CAA	10	3,50	40,2	4,50	240	273	1,36	282	177	1,59	160	1,77	200	1,41	139	2,03
	CAA	10	3,00	42,3	4,50	240	273	1,54	338	191	1,77	173	1,95	227	1,49	157	2,15
	CAA	10	3,00	39,0	4,50	240	273	1,82	311	202	1,54	189	1,65	268	1,16	186	1,67
	CAA	10	3,00	40,3	4,50	240	273	1,60	316	191	1,65	176	1,80	236	1,34	163	1,93
	CAA	10	3,00	30,4	4,50	240	273	1,36	218	161	1,36	151	1,45	200	1,09	139	1,57
	CAA	10	3,00	42,9	4,50	240	273	1,36	283	181	1,56	162	1,75	200	1,41	139	2,04
	CAA	10	3,00	49,1	4,50	240	273	1,36	309	191	1,62	167	1,85	200	1,54	139	2,22
	CAA	10	2,50	38,4	4,50	240	273	1,36	323	174	1,85	158	2,04	200	1,61	139	2,33
	CAA	10	3,50	39,5	4,50	240	273	1,36	250	176	1,42	159	1,57	200	1,25	139	1,80
	CAA	10	3,00	39,9	4,50	240	273	1,54	282	187	1,51	171	1,65	227	1,24	157	1,79
	CAA	10	3,00	39,5	4,50	240	273	1,82	293	203	1,44	189	1,55	268	1,09	186	1,58
	CAA	10	3,00	38,5	4,50	240	273	1,60	248	188	1,32	174	1,43	236	1,05	163	1,52
d_{\max} , b_w e d em mm f_c e $\rho_w f_{yw}$ em MPa V_u e V_R em kN ρ em %																	

Tabela 2.37 – Resumo dos dados das vigas estudadas com $h \geq 300\text{mm}$ (continuação).

	Tipo de Concreto	d_{\max}	a/d	f_c	ρ	b_w	d	$\rho_w f_{yw}$	V_u	NBR 6118:2014		ACI 318:2011		EN 1992-1-1:2004		MC 2010	
										V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R
LIN e CHEN (2012)	CV	19	3,00	48,6	4,50	240	273	1,36	309	190	1,63	167	1,85	200	1,54	139	2,22
	CV	19	2,50	40,2	4,50	240	273	1,36	360	177	2,03	160	2,25	200	1,80	139	2,59
	CV	19	3,50	38,5	4,50	240	273	1,36	233	174	1,34	158	1,47	200	1,16	139	1,68
	CV	19	3,00	39,1	4,50	240	273	1,54	317	186	1,71	171	1,86	227	1,40	157	2,02
	CV	19	3,00	38,8	4,50	240	273	1,82	300	202	1,49	189	1,59	268	1,12	186	1,61
	CV	19	3,00	39,0	4,50	240	273	1,60	294	189	1,55	174	1,69	236	1,25	163	1,80
AREZOUMANDI e VOLZ (2013)	CV	19	3,00	34,0	1,27	300	399	0	107	158	0,675	119	0,900	129	0,827	78,0	1,37
	CV	19	3,00	34,5	1,27	300	399	0	123	160	0,771	120	1,03	130	0,950	78,6	1,57
	CV	19	3,20	34,0	2,03	300	375	0	156	149	1,05	111	1,40	143	1,09	74,7	2,09
	CV	19	3,20	34,5	2,03	300	375	0	166	150	1,10	112	1,48	144	1,15	75,2	2,20
	CV	19	3,20	34,0	2,71	300	374	0	153	148	1,03	111	1,37	143	1,07	74,6	2,05
	CV	19	3,20	34,5	2,71	300	374	0	191	150	1,28	112	1,71	143	1,33	75,1	2,55
	CAA	19	3,00	53,0	1,27	300	399	0	130	205	0,634	148	0,877	150	0,868	97,4	1,33
	CAA	19	3,00	39,6	1,27	300	399	0	128	175	0,731	128	1,00	136	0,943	84,2	1,52
	CAA	19	3,20	53,0	2,03	300	375	0	178	192	0,926	139	1,28	166	1,07	93,2	1,91
	CAA	19	3,20	39,6	2,03	300	375	0	170	164	1,03	120	1,41	150	1,13	80,6	2,10
	CAA	19	3,21	53,0	2,71	300	374	0	210	192	1,10	139	1,52	165	1,27	93,1	2,26
	CAA	19	3,21	39,6	2,71	300	374	0	186	164	1,13	120	1,55	150	1,24	80,5	2,30
d_{\max} , b_w e d em mm f_c e $\rho_w f_{yw}$ em MPa V_u e V_R em kN ρ em %																	

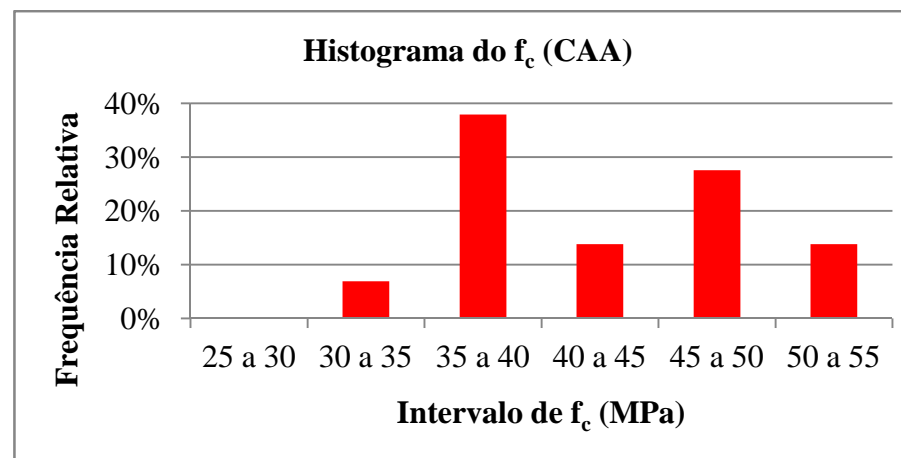
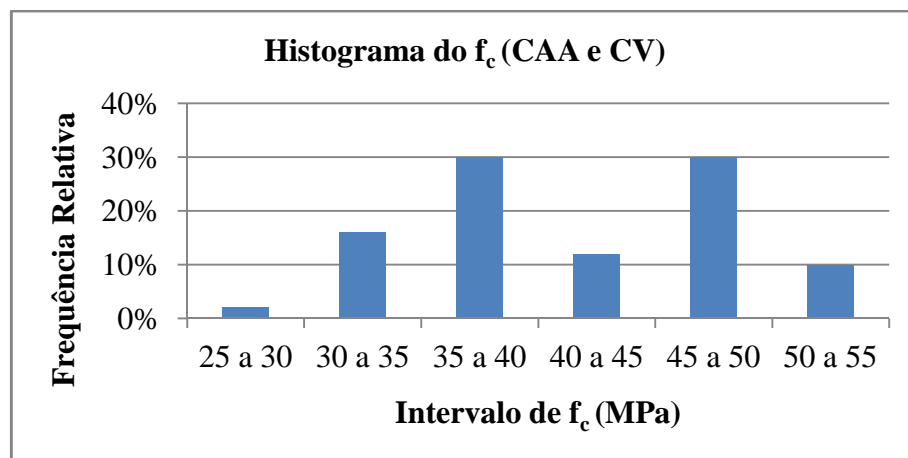
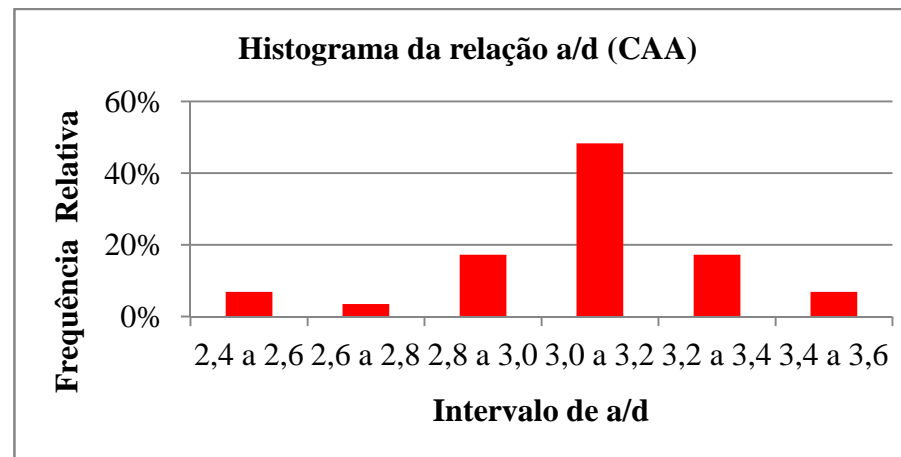
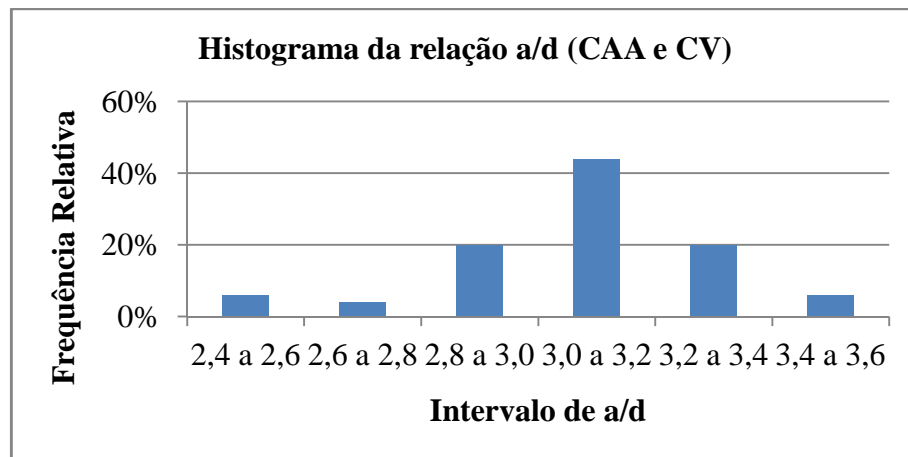


Figura 2.31 – Frequência relativa de a/d e f_c das vigas de CAA e CV com $h \geq 300$ mm.

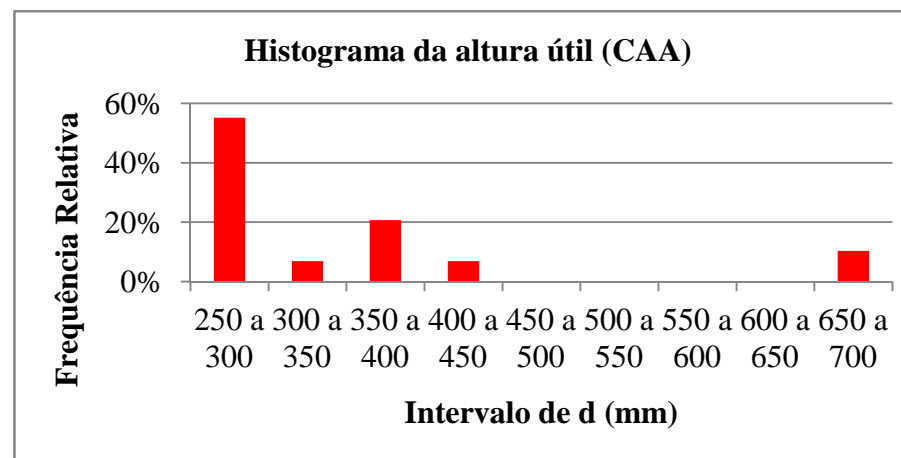
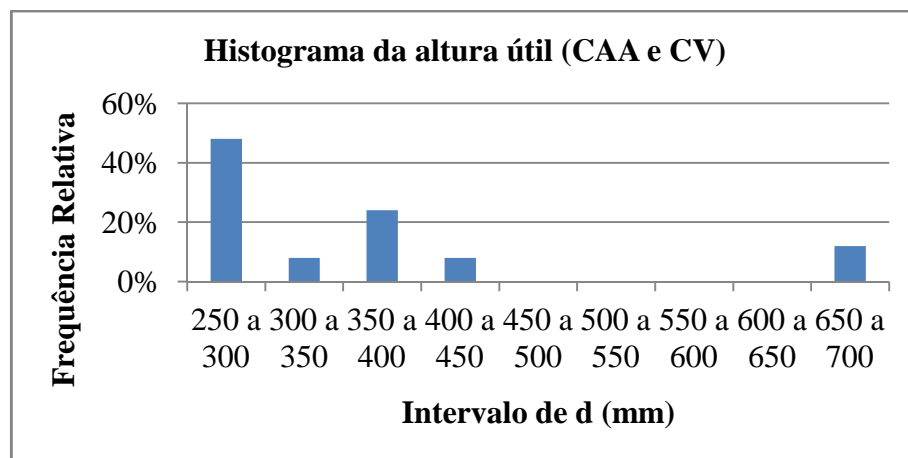
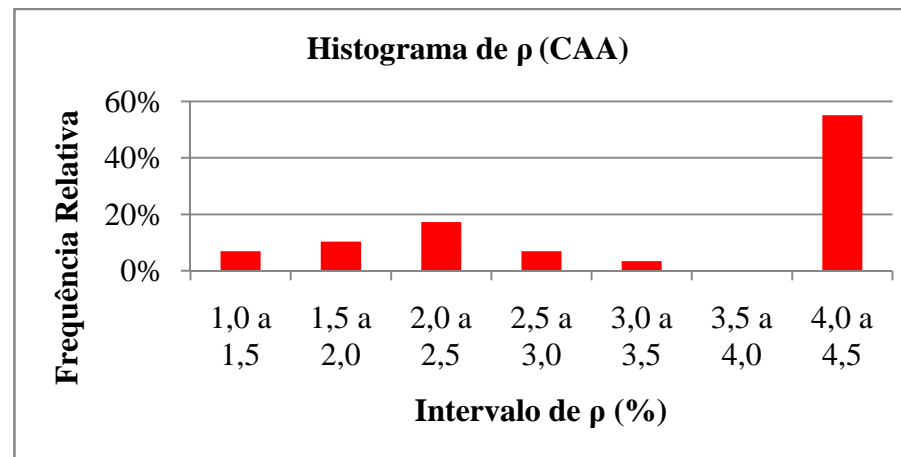
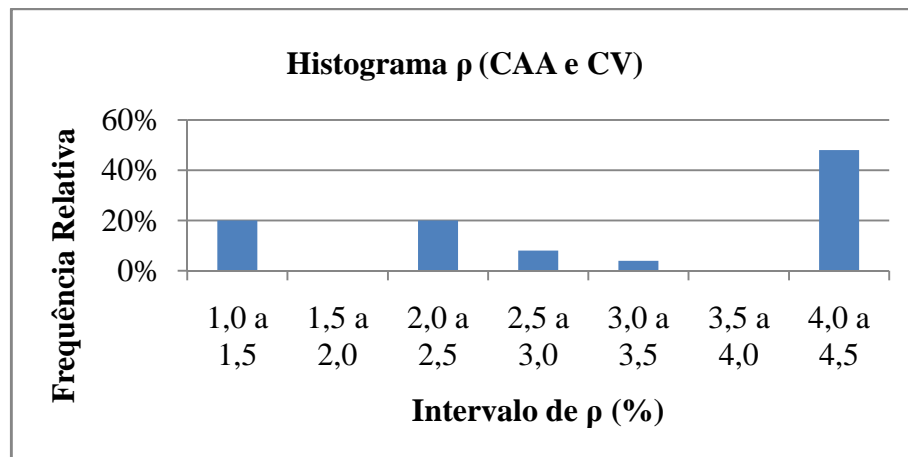


Figura 2.32 – Frequência relativa de ρ e d das vigas de CAA e CV com $h \geq 300$ mm.

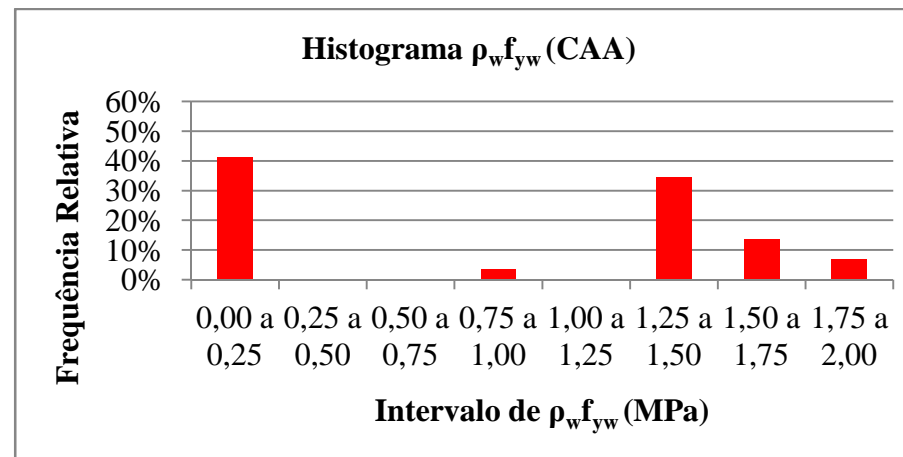
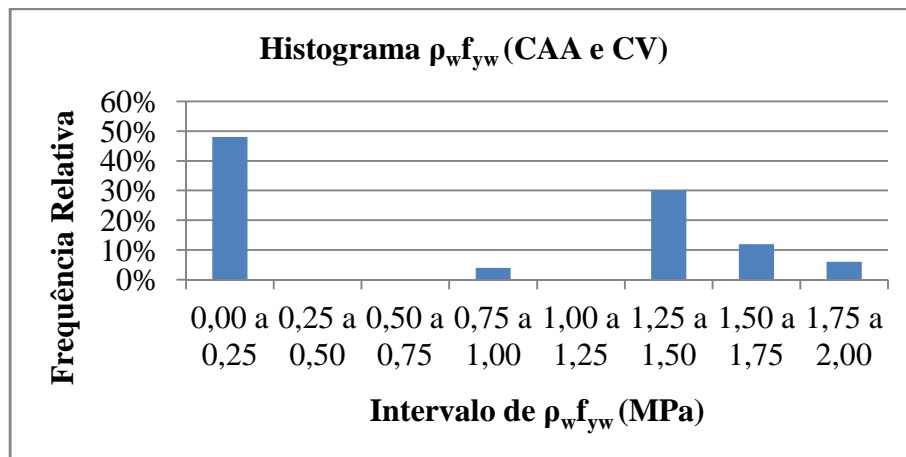
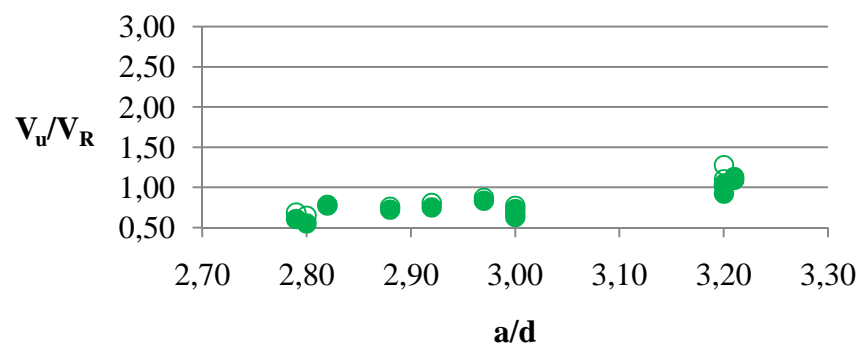
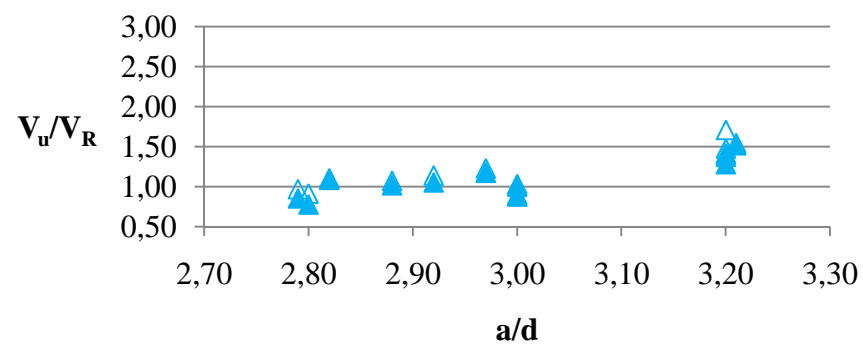


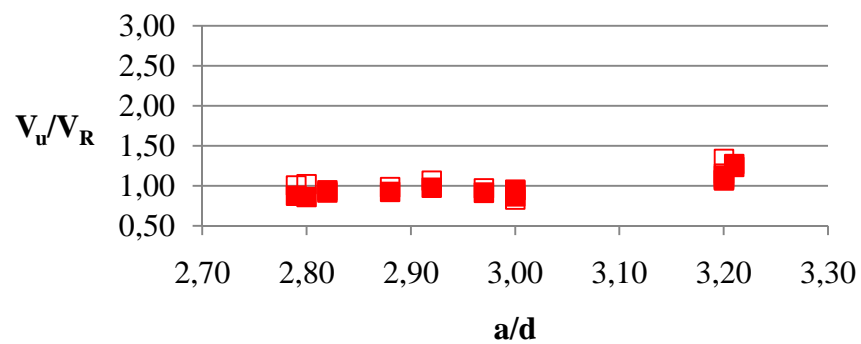
Figura 2.33 – Frequência relativa de $\rho_w f_{yw}$ das vigas de CAA e CV com $h \geq 300$ mm.



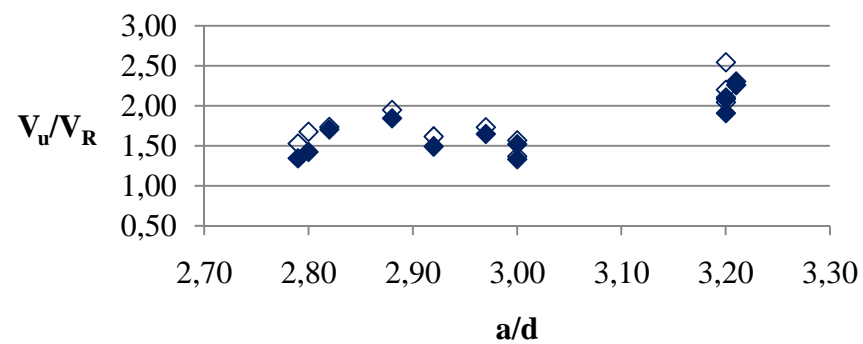
○ CV-NBR6118:2014 ● CAA-NBR6118:2014



△ CV-ACI318:2011 ▲ CAA-ACI318:2011

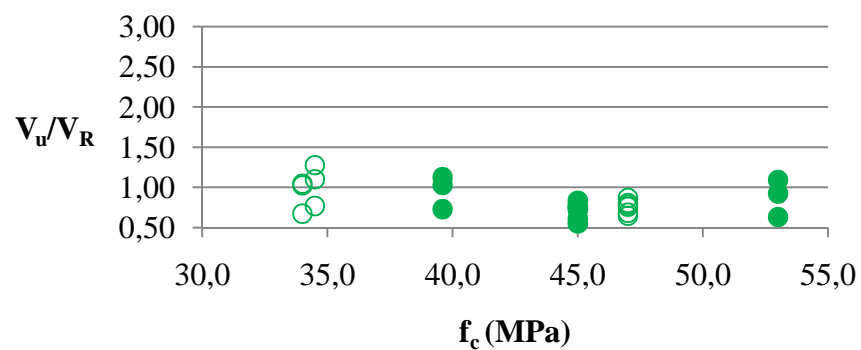


□ CV-EN 1992-1-1:2004 ■ CAA-EN 1992-1-1:2004

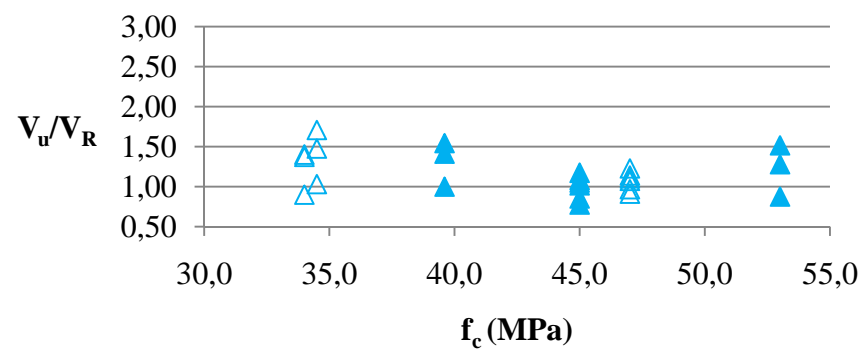


◇ CV-MC2010 ◆ CAA-MC2010

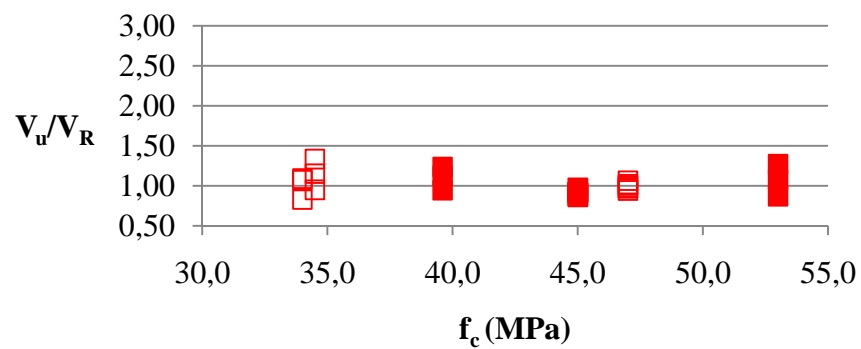
Figura 2.34 – Relações V_u/V_R em função de a/d de vigas sem armadura transversal com $h \geq 300\text{mm}$.



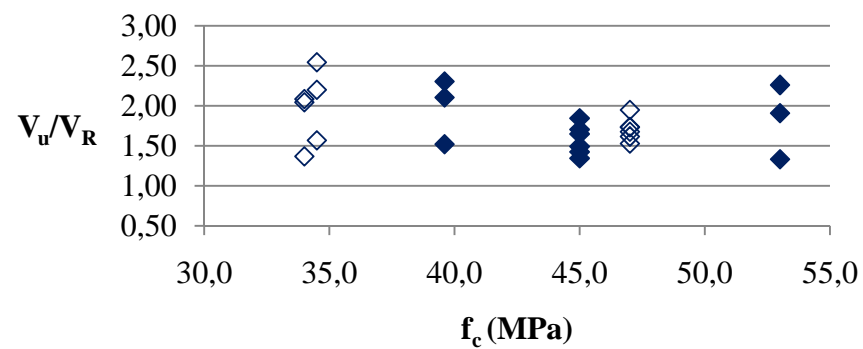
○ CV-NBR6118:2014 ● CAA-NBR6118:2014



△ CV-ACI318:2011 ▲ CAA-ACI318:2011

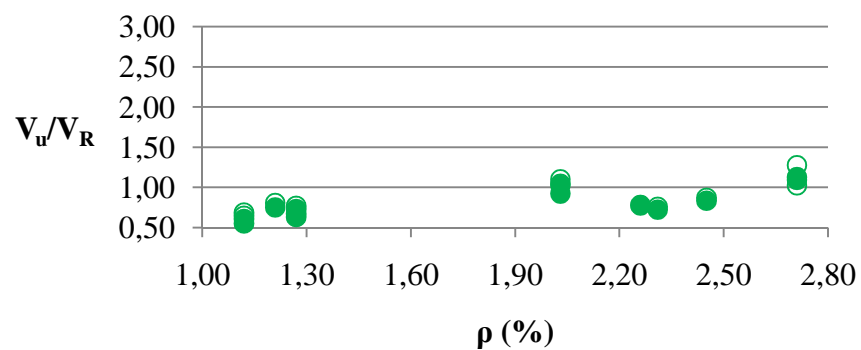


□ CV-EN 1992-1-1:2004 ■ CAA-EN 1992-1-1:2004

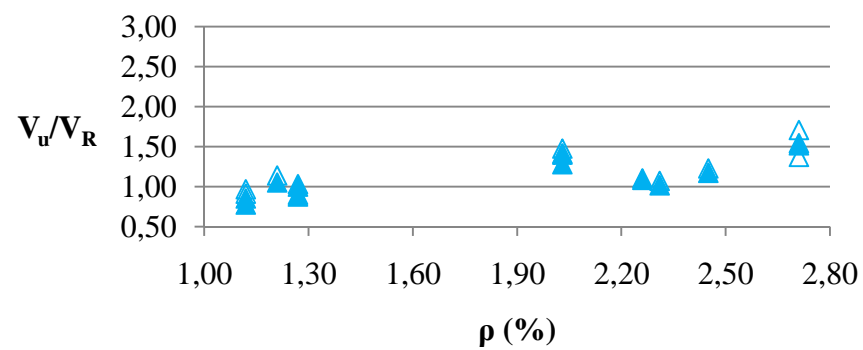


◇ CV-MC2010 ◆ CAA-MC2010

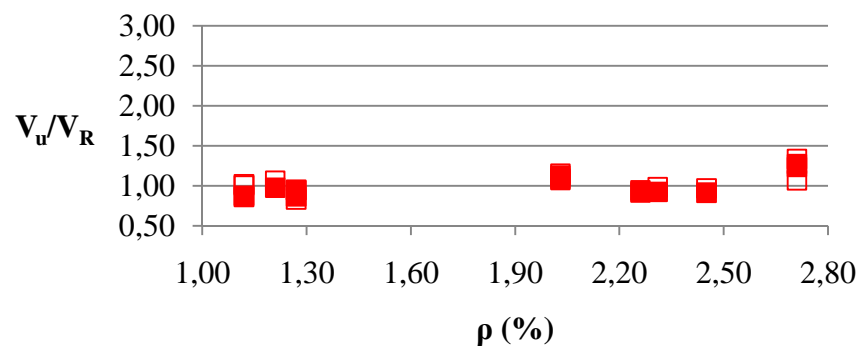
Figura 2.35 – Relações V_u/V_R em função de f_c de vigas sem armadura transversal com $h \geq 300$ mm.



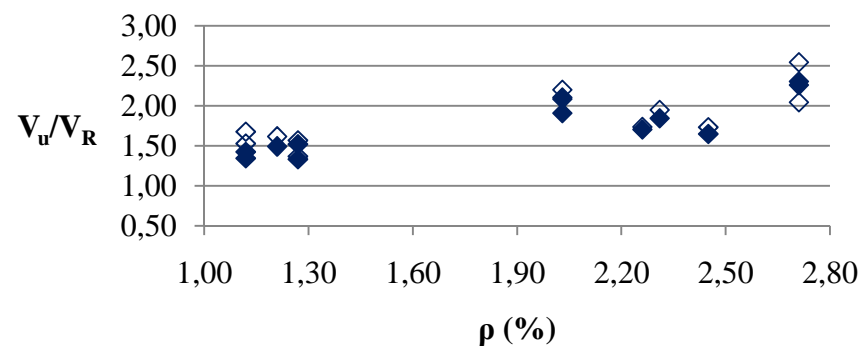
○ CV-NBR6118:2014 ● CAA-NBR6118:2014



△ CV-ACI318:2011 ▲ CAA-ACI318:2011

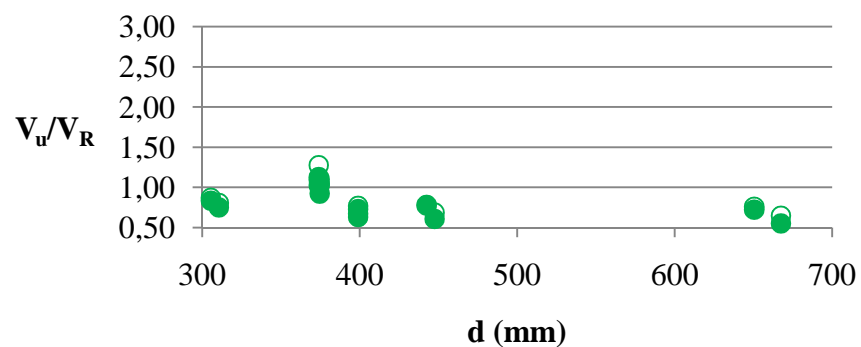


□ CV-EN 1992-1-1:2004 ■ CAA-EN 1992-1-1:2004

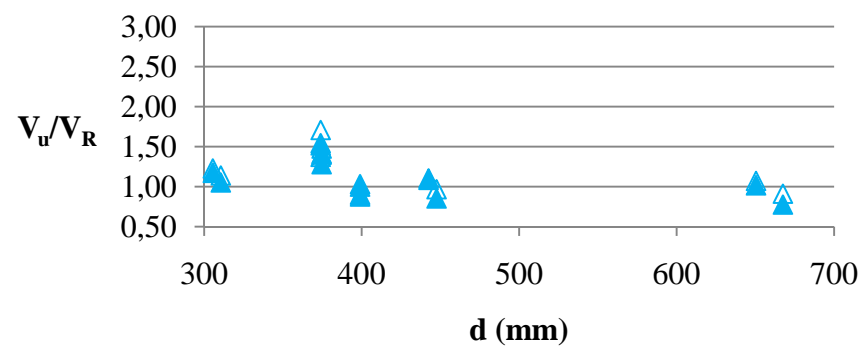


◇ CV-MC2010 ◆ CAA-MC2010

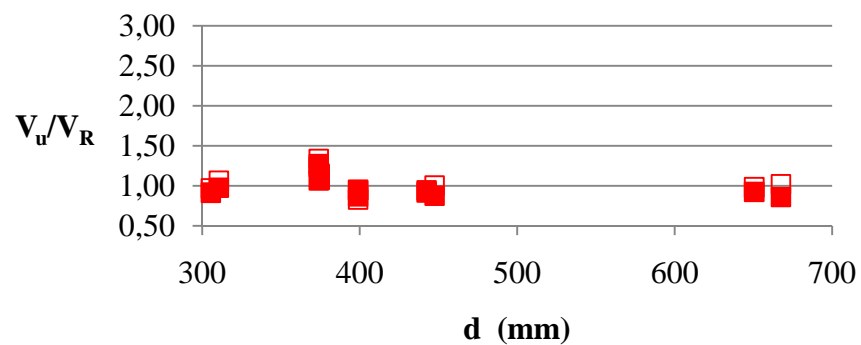
Figura 2.36 – Relações V_u/V_R em função de ρ vigas sem armadura transversal com $h \geq 300\text{mm}$.



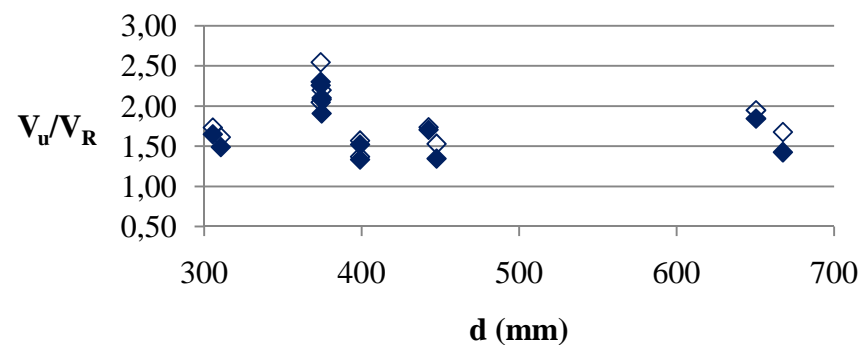
○ CV-NBR6118:2014 ● CAA-NBR6118:2014



△ CV-ACI318:2011 ▲ CAA-ACI318:2011

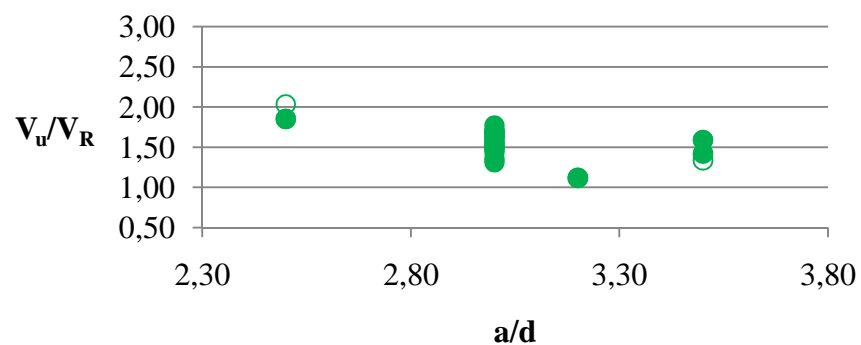


□ CV-EN 1992-1-1:2004 ■ CAA-EN 1992-1-1:2004

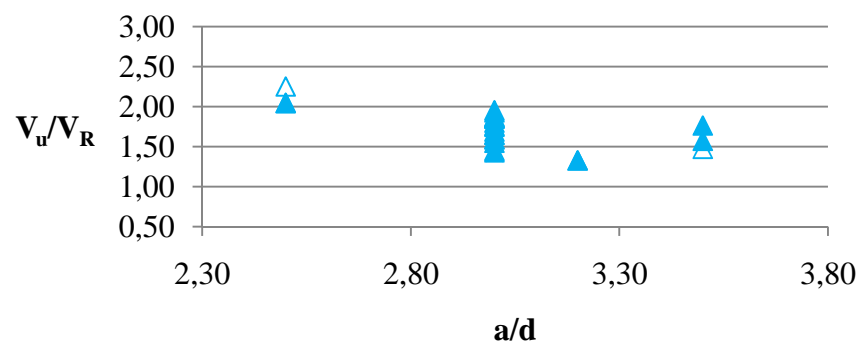


◇ CV-MC2010 ◆ CAA-MC2010

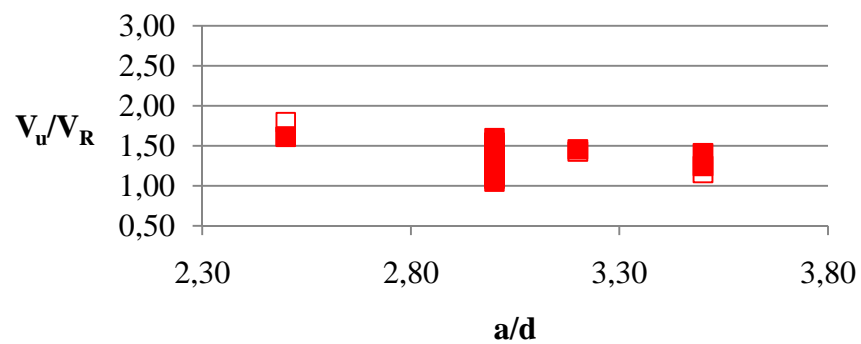
Figura 2.37 – Relações V_u/V_R em função de d vigas sem armadura transversal com $h \geq 300$ mm.



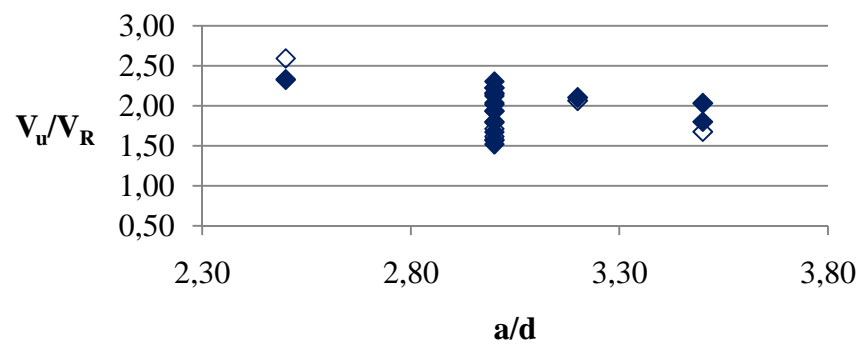
○ CV-NBR6118:2014 ● CAA-NBR6118:2014



△ CV-ACI318:2011 ▲ CAA-ACI318:2011

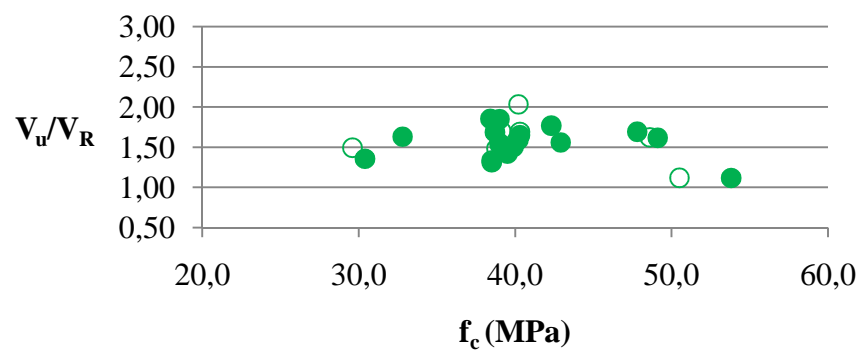


□ CV-EN 1992-1-1:2004 ■ CAA-EN 1992-1-1:2004

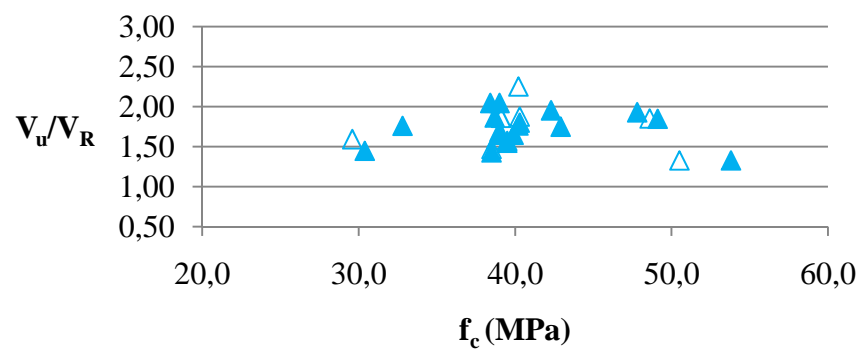


◇ CV-MC2010 ◆ CAA-MC2010

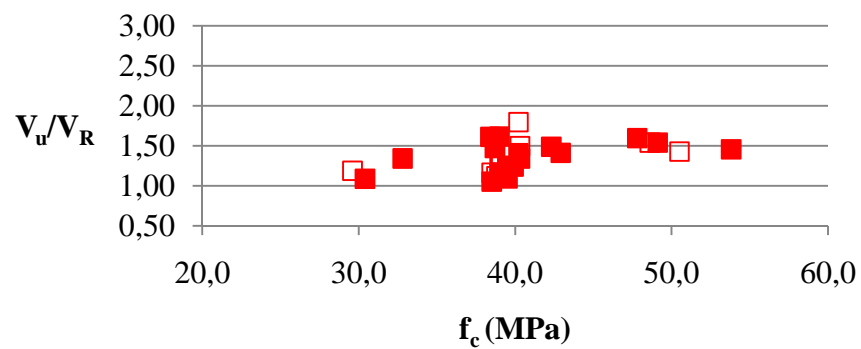
Figura 2.38 – Relações V_u/V_R em função de a/d de vigas com armadura transversal com $h \geq 300\text{mm}$.



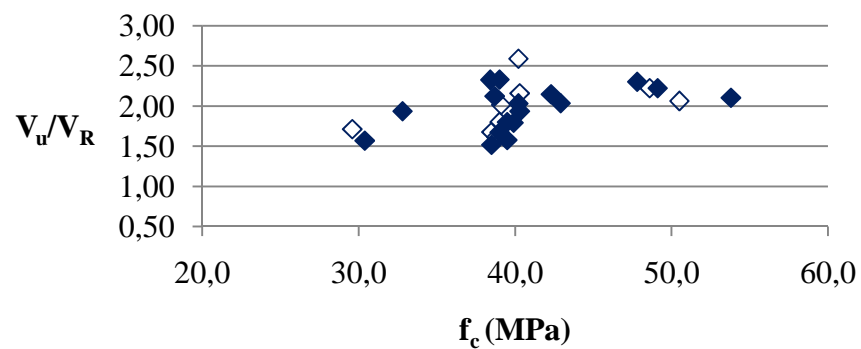
○ CV-NBR6118:2014 ● CAA-NBR6118:2014



△ CV-ACI318:2011 ▲ CAA-ACI318:2011

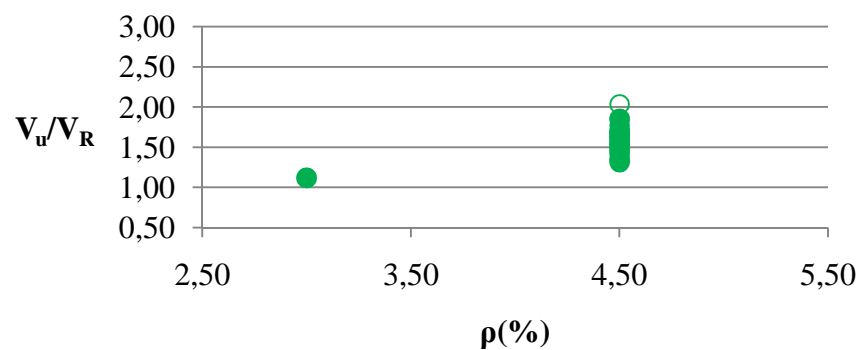


□ CV-EN 1992-1-1:2004 ■ CAA-EN 1992-1-1:2004

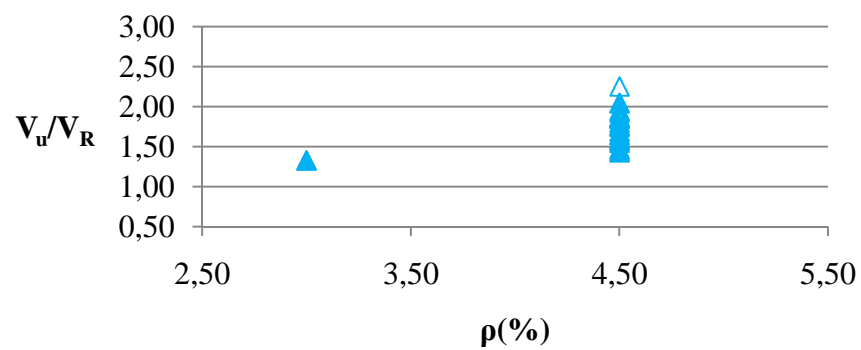


◇ CV-MC2010 ◆ CAA-MC2010

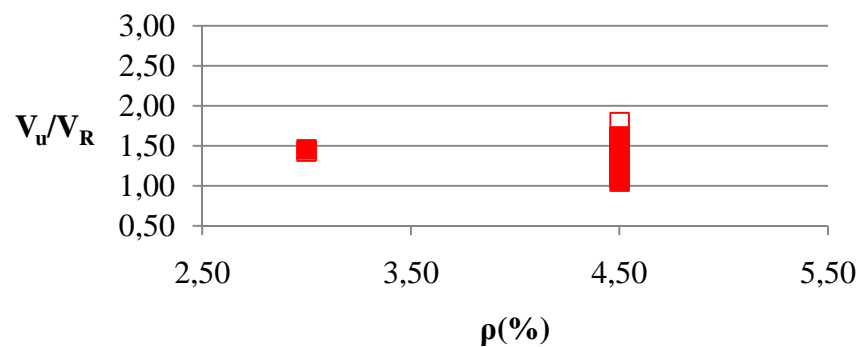
Figura 2.39 – Relações V_u/V_R em função de f_c de vigas com armadura transversal com $h \geq 300$ mm.



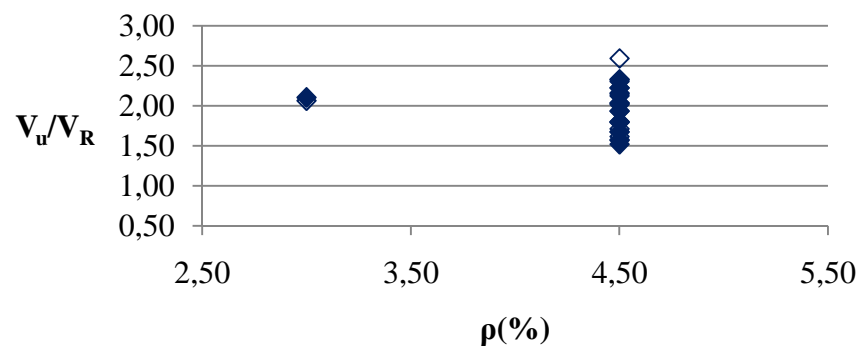
○ CV-NBR6118:2014 ● CAA-NBR6118:2014



△ CV-ACI318:2011 ▲ CAA-ACI318:2011

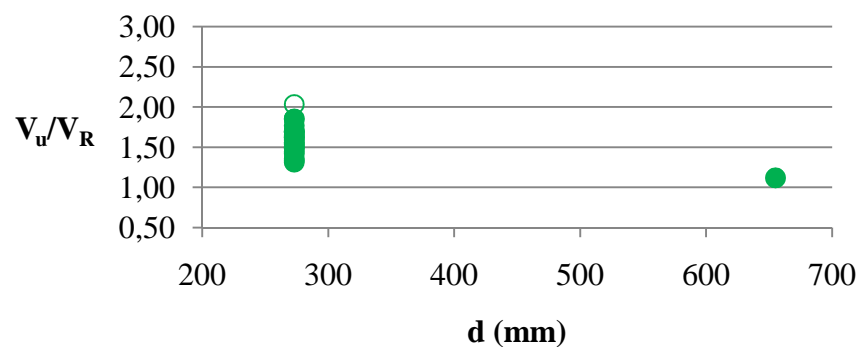


□ CV-EN 1992-1-1:2004 ■ CAA-EN 1992-1-1:2004

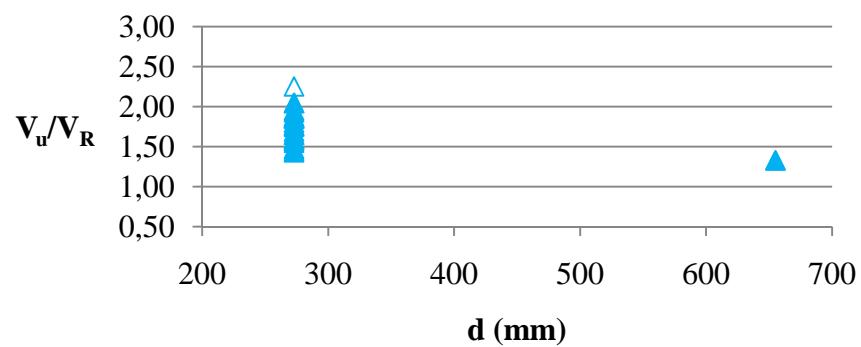


◇ CV-MC2010 ◆ CAA-MC2010

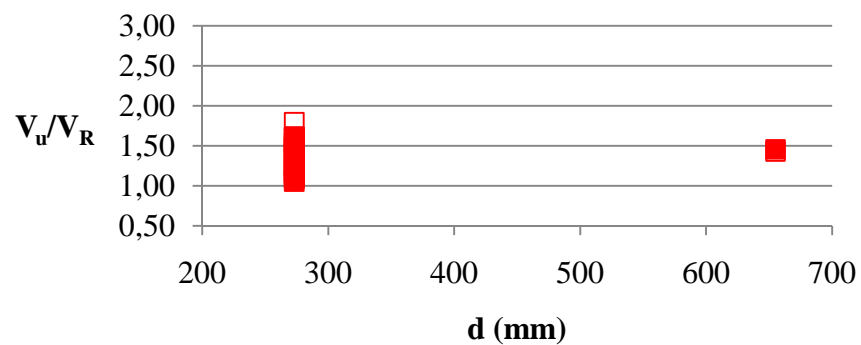
Figura 2.40 – Relações V_u/V_R em função de ρ de vigas com armadura transversal com $h \geq 300\text{mm}$.



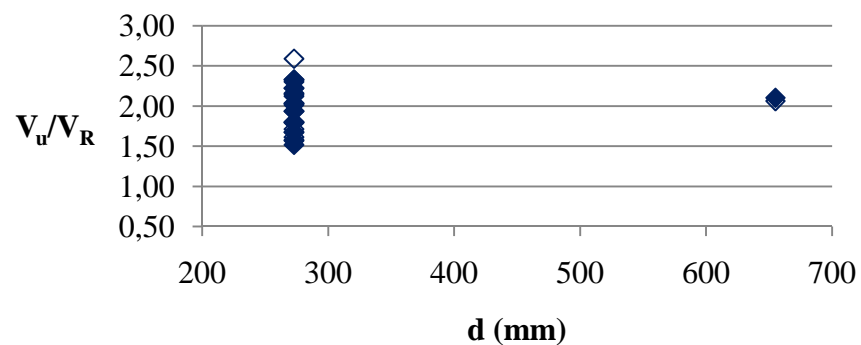
○ CV-NBR6118:2014 ● CAA-NBR6118:2014



△ CV-ACI318:2011 ▲ CAA-ACI318:2011

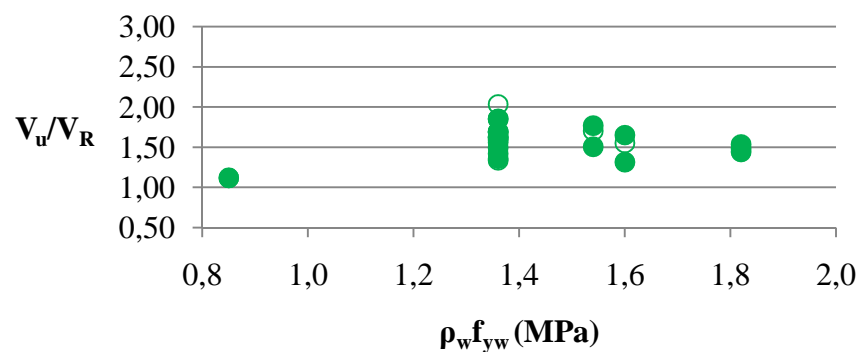


□ CV-EN 1992-1-1:2004 ■ CAA-EN 1992-1-1:2004

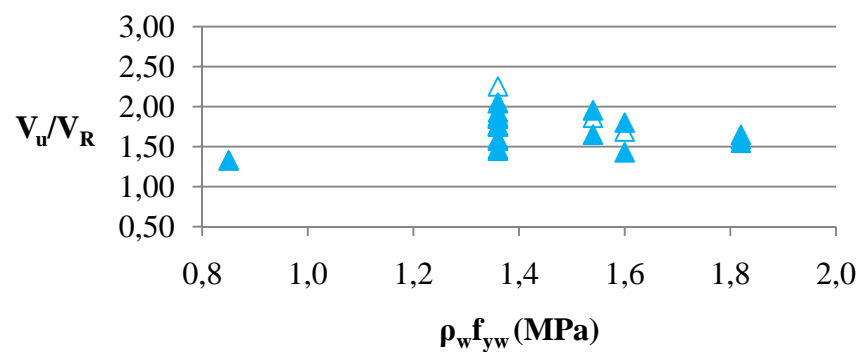


◇ CV-MC2010 ◆ CAA-MC2010

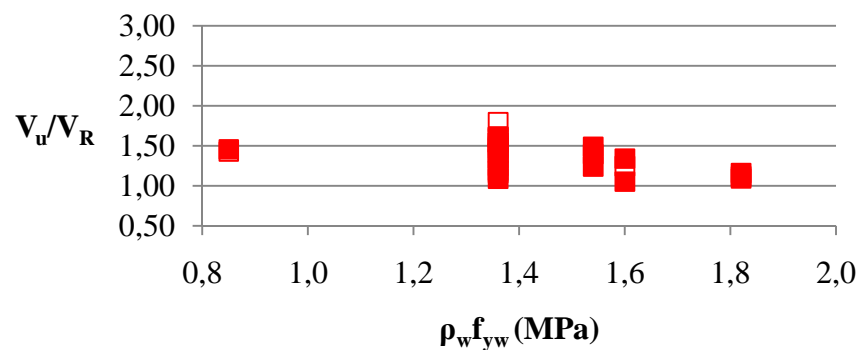
Figura 2.41 – Relações V_u/V_R em função de d de vigas com armadura transversal com $h \geq 300$ mm.



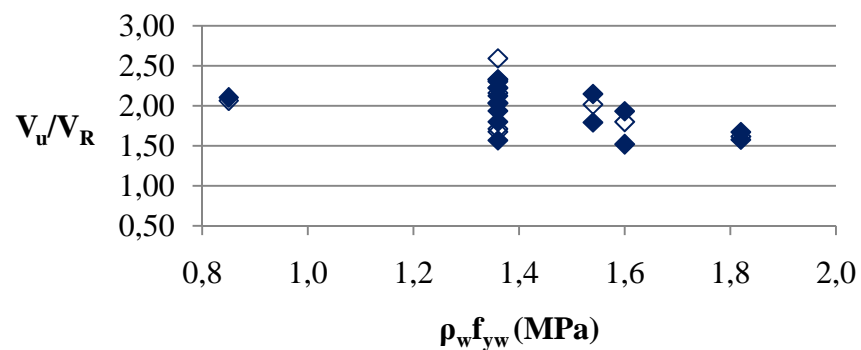
○ CV-NBR6118:2014 ● CAA-NBR6118:2014



△ CV-ACI318:2011 ▲ CAA-ACI318:2011



□ CV-EN 1992-1-1:2004 ■ CAA-EN 1992-1-1:2004



◇ CV-MC2010 ◆ CAA-MC2010

Figura 2.42 – Relações V_u/V_R em função de $\rho_w f_{yw}$ de vigas com armadura transversal $h \geq 300 \text{ mm}$.

Tabela 2.38 – Dados estatísticos das relações V_u/V_R , para as vigas de CAA com $h \geq 300\text{mm}$.

	Sem A_{sw}				Com A_{sw}			
	Média	Mediana	Coefficiente de Variação	$V_u/V_R < 1,0$	Média	Mediana	Coefficiente de Variação	$V_u/V_R < 1,0$
NBR6118:2014 ¹	0,817	0,764	0,233	75,0%	1,57	1,59	0,123	0%
ACI318:2011 ²	1,13	1,07	0,228	25,0%	1,73	1,76	0,123	
ACI318:2011	1,09	1,04	0,208	41,7%	1,61	1,62	0,116	
EN 1992-1-1:2004	1,00	0,933	0,144	66,7%	1,36	1,41	0,138	
MC 2010 ³	1,74	1,68	0,198	0%	1,97	2,03	0,138	

¹ Método I ; ² Expressão de V_c mais simplificada; ³ Nível de aproximação I

Tabela 2.39 – Dados estatísticos das relações V_u/V_R , para as vigas de CV com $h \geq 300\text{mm}$.

	Sem A_{sw}				Com A_{sw}			
	Média	Mediana	Coefficiente de Variação	$V_u/V_R < 1,0$	Média	Mediana	Coefficiente de Variação	$V_u/V_R < 1,0$
NBR6118:2014 ¹	0,872	0,797	0,227	66,7%	1,56	1,55	0,163	0%
ACI318:2011 ²	1,19	1,12	0,209	25,0%	1,72	1,69	0,158	
ACI318:2011	1,14	1,09	0,186	25,0%	1,60	1,57	0,146	
EN 1992-1-1:2004	1,03	1,01	0,123	41,7%	1,37	1,40	0,160	
MC 2010 ³	1,84	1,73	0,182	0%	1,98	2,02	0,160	

¹ Método I ; ² Expressão de V_c mais simplificada; ³ Nível de aproximação I

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 INTRODUÇÃO

Com o objetivo de obter informações adicionais sobre o comportamento à força cortante de vigas de CAA, foram ensaiadas seis vigas de CAA com seção transversal retangular, armaduras longitudinal e transversal, biapoiadas e submetidas a uma carga concentrada.

Para abranger casos práticos sem armadura longitudinal distribuída, adotou-se a altura da seção transversal de 500mm e CAA usinado fornecido por concreteira atuante no Rio de Janeiro (resistência à compressão cerca de 70MPa). A largura da alma era de 175mm, o comprimento de 5000mm e a carga foi aplicada em posição que levou a ter-se relação a/d cerca de 2,82.

As variáveis das vigas foram as taxas geométricas de armadura longitudinal de tração (dois valores) e de armadura transversal (quatro valores), ficando os valores de $\rho_w f_{yw}$ na faixa dada pelas expressões de armadura mínima das normas que constam nas tabelas 2.6 a 2.9. Em duas das vigas procurou-se manter a taxa geométrica de armadura transversal mas mudando-se o diâmetro das barras e espaçamento dessa armadura.

3.2 MATERIAIS DAS VIGAS

3.2.1 Concreto

O concreto auto-adensável usado foi fornecido por concreteira, teve a composição de concreto já utilizado em obra do Rio de Janeiro e as seis vigas foram produzidas com o concreto do mesmo caminhão-betoneira.

A composição do concreto não foi fornecida, mas sabe-se que foi usado cimento CP III 40 RS e a porcentagem em volume do agregado graúdo era cerca de 33%, sendo metade desse agregado com dimensão máxima de 19mm e metade com dimensão máxima de 9,5mm. Usou-se adição de sílica ativa, relação água/cimento de cerca de 0,30 e relação água/aglomerante em torno de 0,29.

Para obtenção das propriedades do concreto no estado fresco, foram realizados os ensaios de espalhamento, anel-J, funil-V e coluna de segregação de acordo com as normas brasileiras listadas na tabela 2.1. Os resultados desses ensaios são apresentados na tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Propriedades do concreto no estado fresco.

Espalhamento (mm)	690
Tempo de espalhamento t_{500} (s)	1,5
Anel-J (mm)	30
Tempo de espalhamento Anel-J t_{500J} (s)	2,0
Funil-V (s)	7,8
Coluna de segregação	0%

As propriedades do concreto no estado endurecido foram obtidas de ensaios de corpos-de-prova cilíndricos com diâmetro de 150mm e altura de 300mm. Estes corpos-de-prova, 24h após sua concretagem, foram desmoldados e colocados em câmara úmida, onde permaneceram por 12 dias. Após este período, eles foram deixados ao lado das vigas, sob as condições ambientais do laboratório de Estruturas e Materiais Prof. Lobo Carneiro (LABEST), até a data de ensaio.

Os ensaios de resistência à compressão e módulo de elasticidade tangente inicial do concreto foram executados na prensa com capacidade de 5000 kN do Laboratório de Materiais de Construção e Concreto do IME e à tração por compressão diametral na prensa com capacidade de 1000 kN do LABEST, conforme os procedimentos da ABNT NBR 5739:2007, ABNT NBR 8522:2008 e ABNT NBR 7222:2011. Os resultados de todos os corpos-de-prova encontram-se nas tabelas B.1 a B.4 do apêndice B e os valores médios de resistência à compressão (f_c) e à tração ($f_{ct,sp}$) e de módulo de elasticidade tangente inicial (E_c) encontram-se listados na tabela 3.2. As vigas foram ensaiadas quando tinham idades variando entre 100 e 120 dias e fizeram-se ensaios de um grupo de corpos-de-prova no início e de outro no final do período de ensaios das vigas. Tendo-se observado que, face à idade do concreto, a variação entre os resultados dos ensaios dos dois grupos era da mesma ordem de grandeza da dispersão dos resultados, reuniram-se todos os resultados num único grupo.

Ensaio de resistência à compressão foram feitos também para a idade de 33 dias, tendo-se valor médio de 65,0MPa.

Para medição das deformações específicas do concreto durante os ensaios de compressão para obtenção do módulo de elasticidade, foram colados dois extensômetros elétricos de resistência em posições diametralmente opostas dos corpos-de-prova (base de medição de 60mm), em seção a meia altura. Em alguns dos ensaios, obtiveram-se as curvas tensão normal-deformação específica, cujo exemplo é mostrado na figura 3.1.

Tabela 3.2 – Valores médios de resistências à compressão e à tração e de módulo de elasticidade tangente inicial.

f_c (MPa)	71,6
$f_{ct,sp}$ (MPa)	4,80
E_c (GPa)	33,7

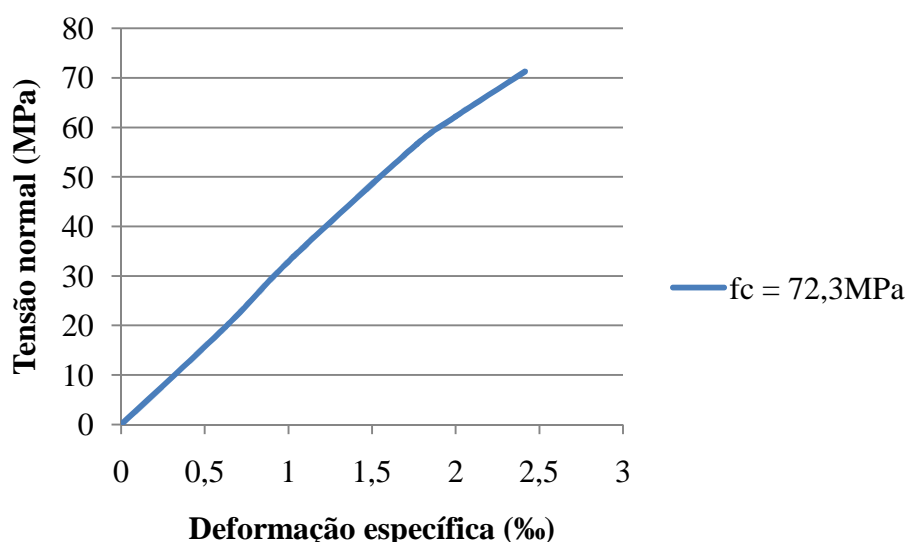


Figura 3.1 – Curva tensão normal de compressão-deformação específica do concreto (em módulo).

3.2.2 Aço

Para determinação das propriedades mecânicas das barras e fios de aço de diferentes diâmetros usados nas armaduras das vigas, foram ensaiadas à tração duas amostras dessas barras, de acordo com a ABNT NBR ISO 6892-1:2013. Antes dos ensaios, as barras tiveram sua massa e seu comprimento medidos, para obtenção do diâmetro efetivo, e foram instrumentadas com dois extensômetros elétricos de resistência colados em posições diametralmente opostas para medição das deformações específicas. As amostras foram ensaiadas numa prensa do LABEST com capacidade de 1000 kN (figura 3.2). Exemplos das curvas tensão normal-deformação específica obtidas são apresentados na figura C.1 do Apêndice C e os resultados dos ensaios na tabela C.1. Os valores médios de tensões de escoamento (f_y) e de ruptura (f_{st}) estão na tabela 3.3. Nela constata-se que a relação f_{st}/f_y dos fios não atende ao mínimo de 1,05 indicado na ABNT NBR 7480:2007 para CA 60; para as barras de CA 50 tem-se essa relação maior que o mínimo de 1,08.

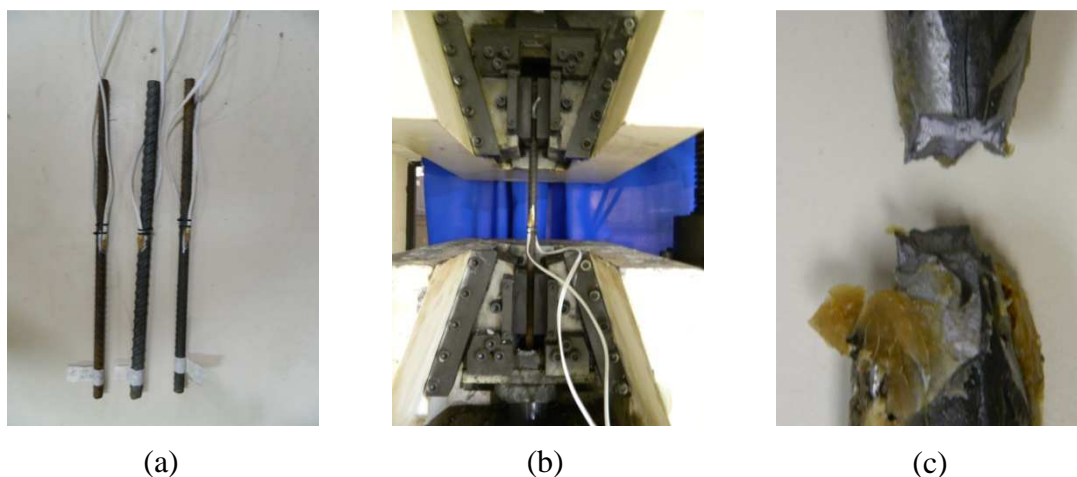


Figura 3.2 – Amostras de barras de aço instrumentadas (a), amostra na prensa para ensaio de tração (b) e amostra rompida (c).

Tabela 3.3 – Valores dos diâmetros nominal (Φ) e efetivo (Φ_e), da tensão e da deformação específica de escoamento (f_y e ε_y^*), da tensão de ruptura (f_{st}) e da relação f_{st}/f_y das barras de aço ensaiadas.

Φ (mm)	Φ_e (mm)	f_y (MPa)	ε_y^* (‰)	f_{st} (MPa)	f_{st}/f_y
4,20	4,19	770	3,99	795	1,03
6,30	6,32	567	2,98	711	1,25
16,0	16,0	510	2,66	561	1,10
20,0	20,0	505	2,58	609	1,21
25,0	25,2	589	2,90	735	1,25
ε_y^* : Deformação específica de escoamento correspondente ao gráfico tensão normal-deformação específica bilinear.					

3.3 ARMADURAS E ESQUEMA DE ENSAIO DAS VIGAS

Para a confecção das armaduras foram utilizadas barras ou fios de aço CA-50 e CA-60. A armadura transversal das vigas era de fios com diâmetro de 4,2mm ou de barras com diâmetro de 6,3mm. A armadura longitudinal de tração era constituída de barras com diâmetros de 20mm e 25mm e para armadura longitudinal junto à face comprimida adotaram-se barras com diâmetro de 16mm.

As armaduras escolhidas objetivaram garantir a ruptura das vigas por força cortante e valores de $\rho_w f_{yw}$ em torno do mínimo recomendado nas normas que constam nas tabelas 2.6 a 2.9. A figura 3.3 mostra gráfico de $\rho_{w,min} f_{yw,k}$ em função de f_{ck} , segundo essas normas, junto com os pares de $\rho_w f_{yw}$ e f_c das vigas, adotando-se para f_{yw} e f_c os valores obtidos nos ensaios de caracterização dos materiais. Para o planejamento dos

ensaios, já tinham-se os valores de f_y e, a partir de informação da concreteira que forneceria o concreto, admitiu-se para f_c o valor de 60MPa. Como o valor de f_c era maior, houve alguma mudança na relação entre $\rho_w f_{yw}$ e f_c em com relação ao que foi planejado.

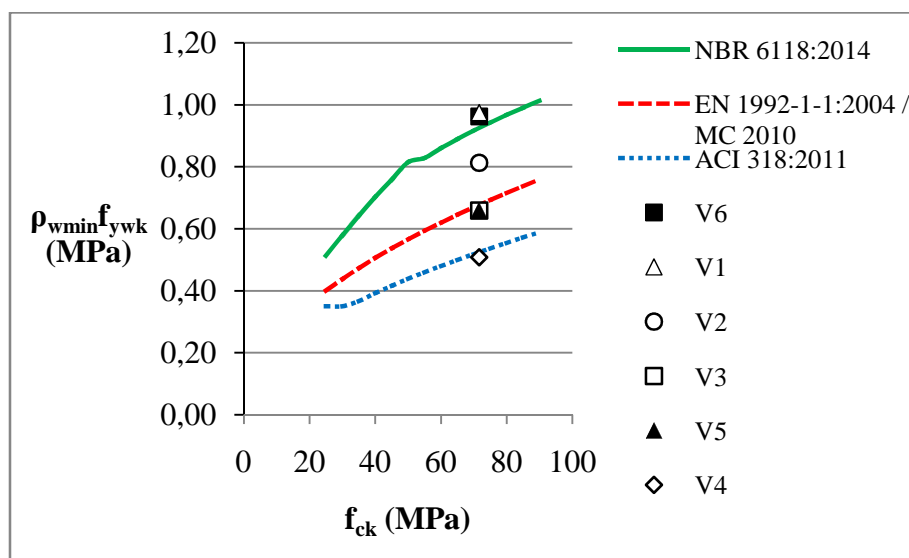


Figura 3.3 – Comparação entre valores de $\rho_{w,min} f_{yw}$ de diferentes normas e os de $\rho_w f_{yw}$ das vigas.

A partir dos valores de $\rho_w f_{yw}$ definidos e das consideráveis diferenças entre as forças cortantes resistentes calculadas segundo procedimentos de diferentes normas, procurou-se garantir que a carga de ruptura por flexão fosse pelo menos cerca de 30% maior que a maior de ruptura por força cortante estimada.

Usou-se o diâmetro de 4,2mm para as armaduras transversais de cinco das vigas, em vez do mínimo indicado na ABNT NBR 6118:2014, que é de 5mm, para que se pudesse fazer a variação de $\rho_w f_{yw}$ desejada mantendo-se o diâmetro constante.

Nas figuras 3.4 a 3.9 mostram-se as armaduras utilizadas. Nelas indicam-se também as posições dos apoios (um do primeiro e outro do segundo gênero) e da carga concentrada adotadas nos ensaios. O vão era de 4200mm e a carga ficava a 1250mm e 2950mm dos apoios, tendo-se valores de a/d iguais a cerca de 2,82 e 6,66 e esperando-se, portanto, ruptura por cortante no trecho com comprimento de 1250mm. Em vista disso, a partir daqui considerar-se-á para as vigas apenas o menor valor de a/d . Sendo F a carga concentrada aplicada e desconsiderando-se o peso próprio, no trecho com comprimento de 1250mm tem-se força cortante igual a $0,702F$ e momento fletor

máximo igual a $0,878F$ (comprimento em m). Ao considerar-se o peso próprio ($2,19\text{kN/m}$), tem-se momento fletor máximo igual a $(0,878F + 3,86\text{kNm})$ e força cortante variando entre $(0,702F + 4,59\text{kN})$ e $(0,702F + 1,86\text{kN})$, sendo que na seção distando $d/2$ da de carregamento a força cortante é $(0,702F + 2,35\text{kN})$.

Para os estribos adotou-se cobrimento de 25mm e espaçamentos que variaram entre aproximadamente $0,3d$ e $0,5d$.

As figuras 3.4 a 3.9 indicam também os dois estribos de cada viga onde foram fixados dois extensômetros elétricos de resistência em posições diametralmente opostas a meia altura dos estribos. Na barra central da camada inferior da armadura longitudinal de tração foram também colados dois desses extensômetros, em seção que correspondia à de máximo momento fletor nas vigas.

Na tabela 3.4 são dadas as características constantes e variáveis das vigas. Nela verifica-se que nas vigas V3 e V5 manteve-se a taxa geométrica de armadura transversal e variou-se a da armadura longitudinal e que nas V1 e V6 buscou-se manter $\rho_w f_{yw}$ mas mudando-se o diâmetro (o da V6 atende o mínimo especificado na ABNT NBR 6118:2014) e espaçamento da armadura transversal.

Tabela 3.4 – Características das vigas.

Viga	Armadura transversal					Armadura longitudinal		d(mm)	a/d
	Bitola	s (mm)	ρ _w (%)	ρ _w f _{yw} (MPa)	ρ _w f _{st} (MPa)	Bitola	ρ(%)		
V1	Φ4,2mm	125	0,127	0,975	1,01	2Φ25*mm + 3Φ20**mm	2,48	443	2,82
V2		150	0,106	0,813	0,839				
V3		185	0,086	0,659	0,680				
V4		240	0,066	0,508	0,524				
V5		185	0,086	0,659	0,680	5Φ20**mm	2,03		
V6	Φ6,3mm	210	0,170	0,962	1,21	2Φ25*mm + 3Φ20**mm	2,49	441	
h=500mm ; b _w =175mm ; f _c =71,6MPa ; A _s '=402mm ² (f _y =510MPa) ; * f _y =589MPa ; ** f _y =505MPa									

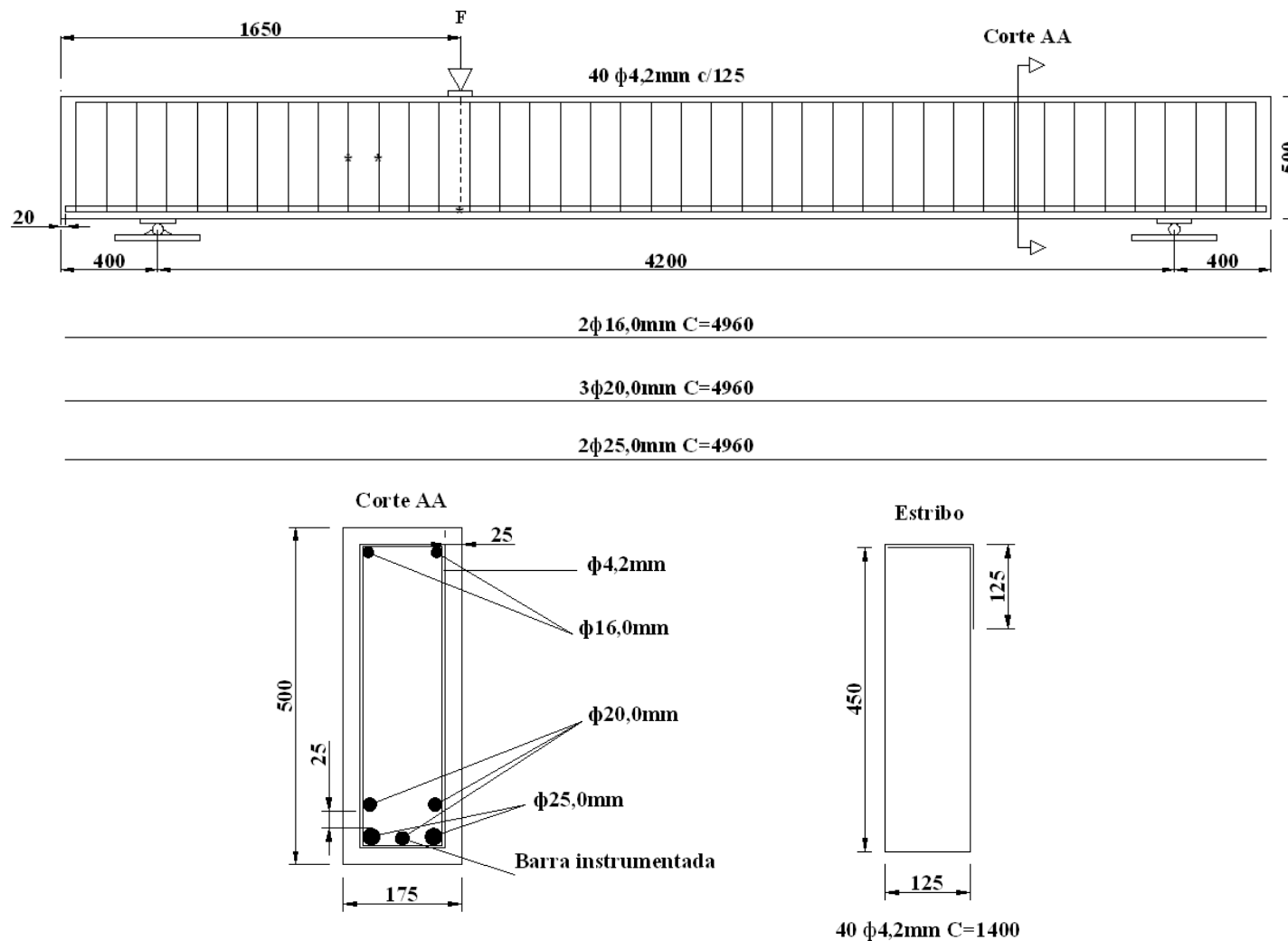


Figura 3.4 – Armaduras e posicionamento dos extensômetros (*) da viga V1 (dimensões em mm).

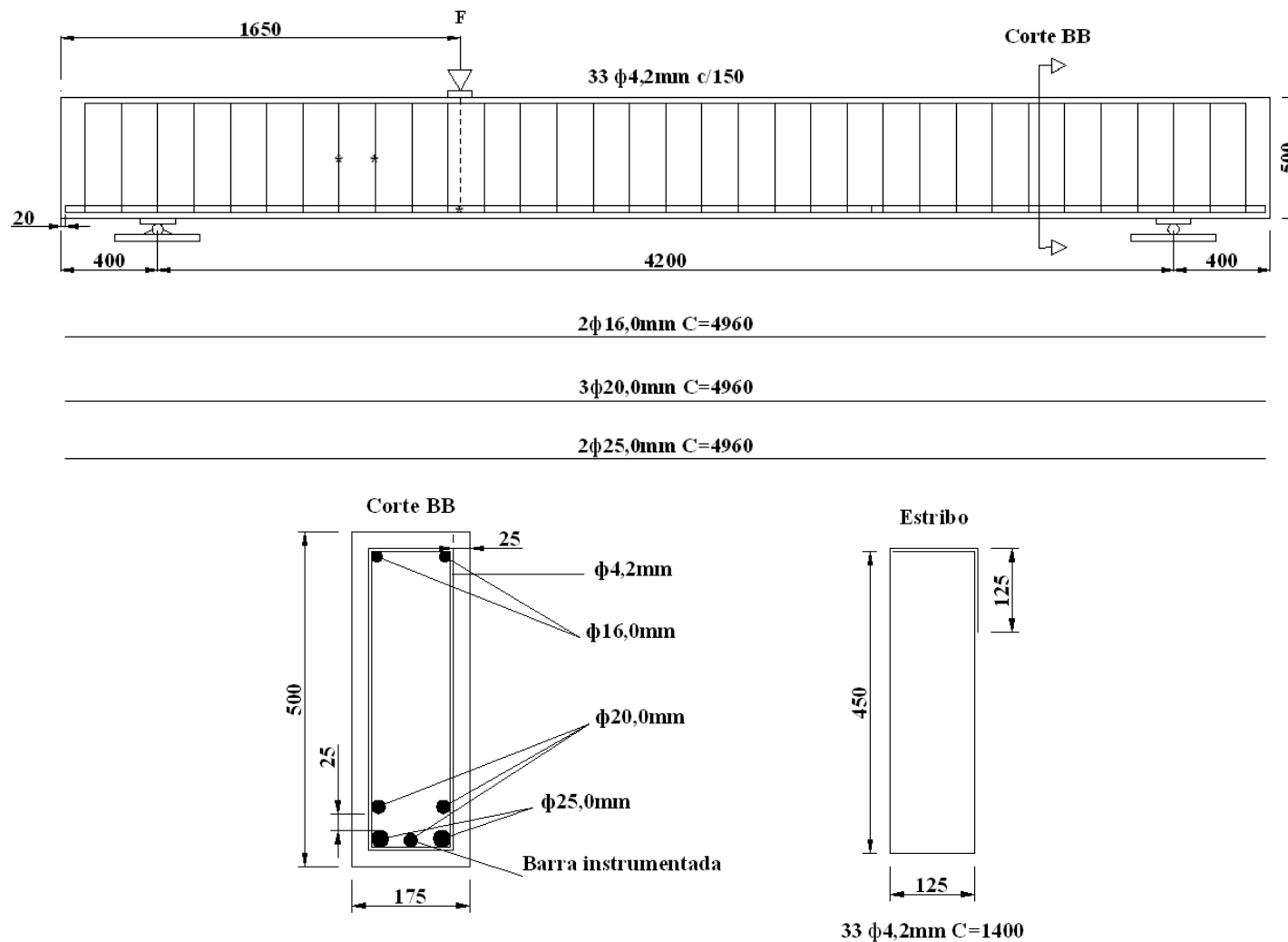


Figura 3.5 – Armaduras e posicionamento dos extensômetros (*) da viga V2 (dimensões em mm).

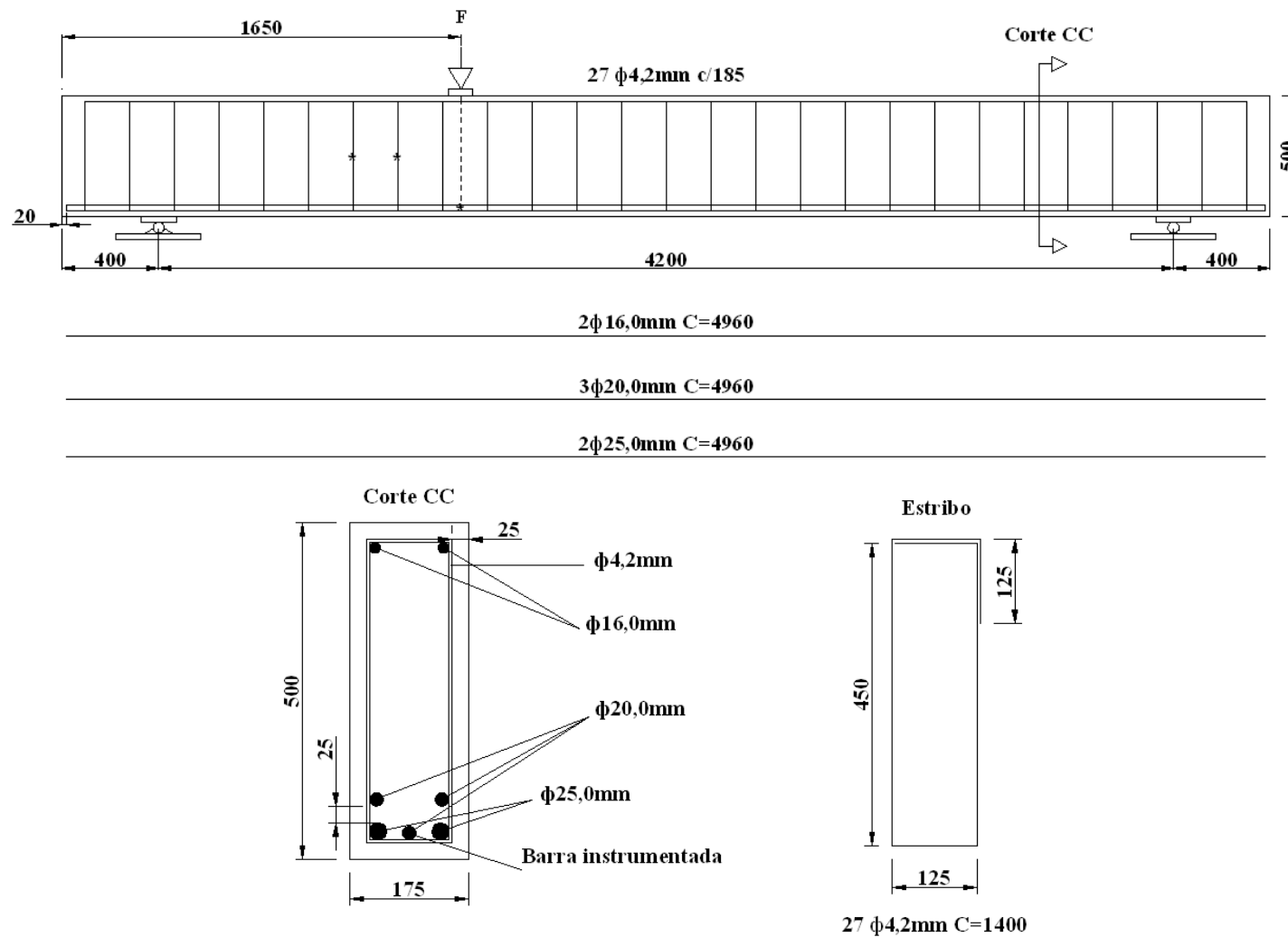


Figura 3.6 – Armaduras e posicionamento dos extensômetros (*) da viga V3 (dimensões em mm).

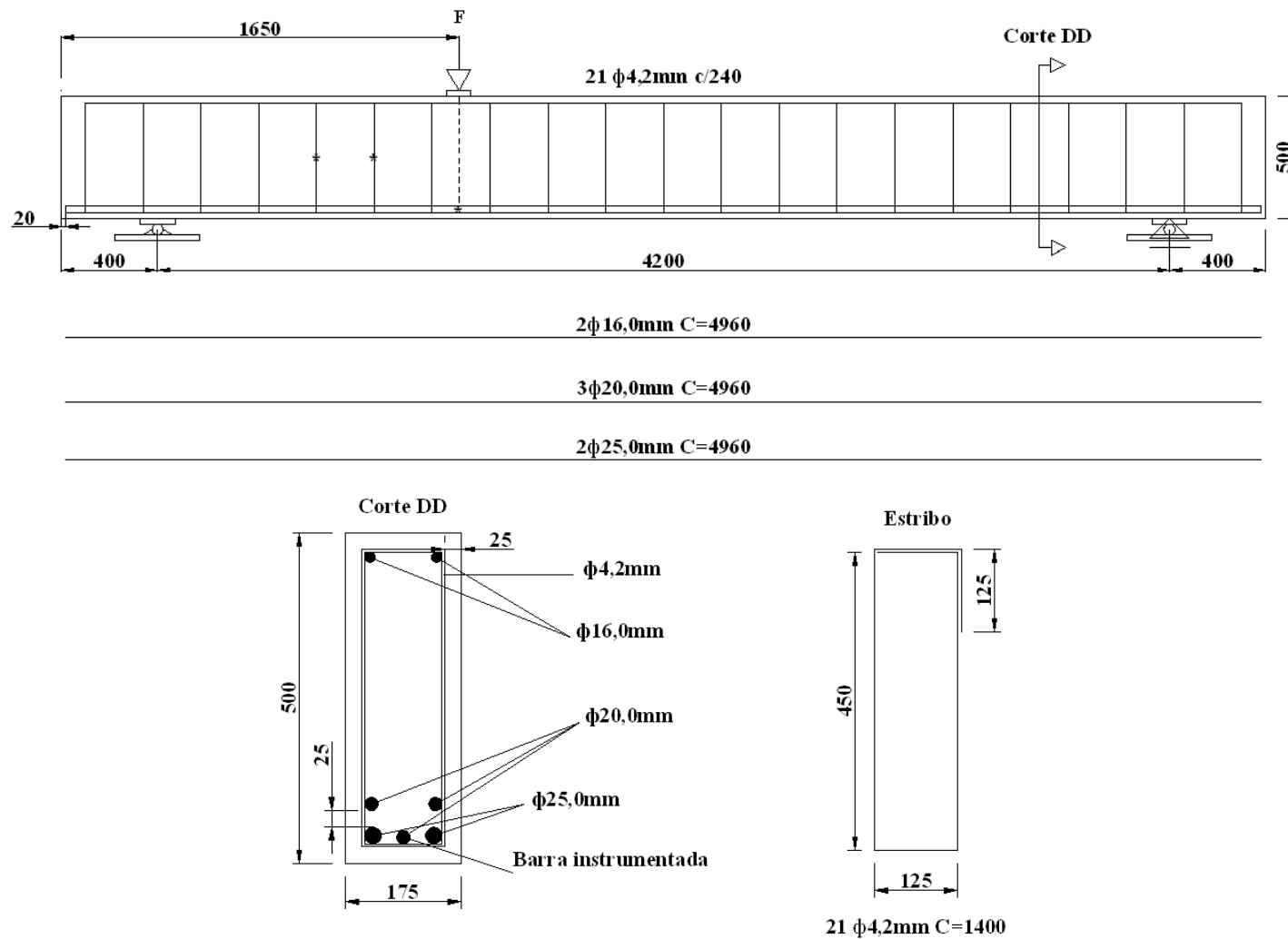


Figura 3.7 – Armaduras e posicionamento dos extensômetros (*) da viga V4 (dimensões em mm).

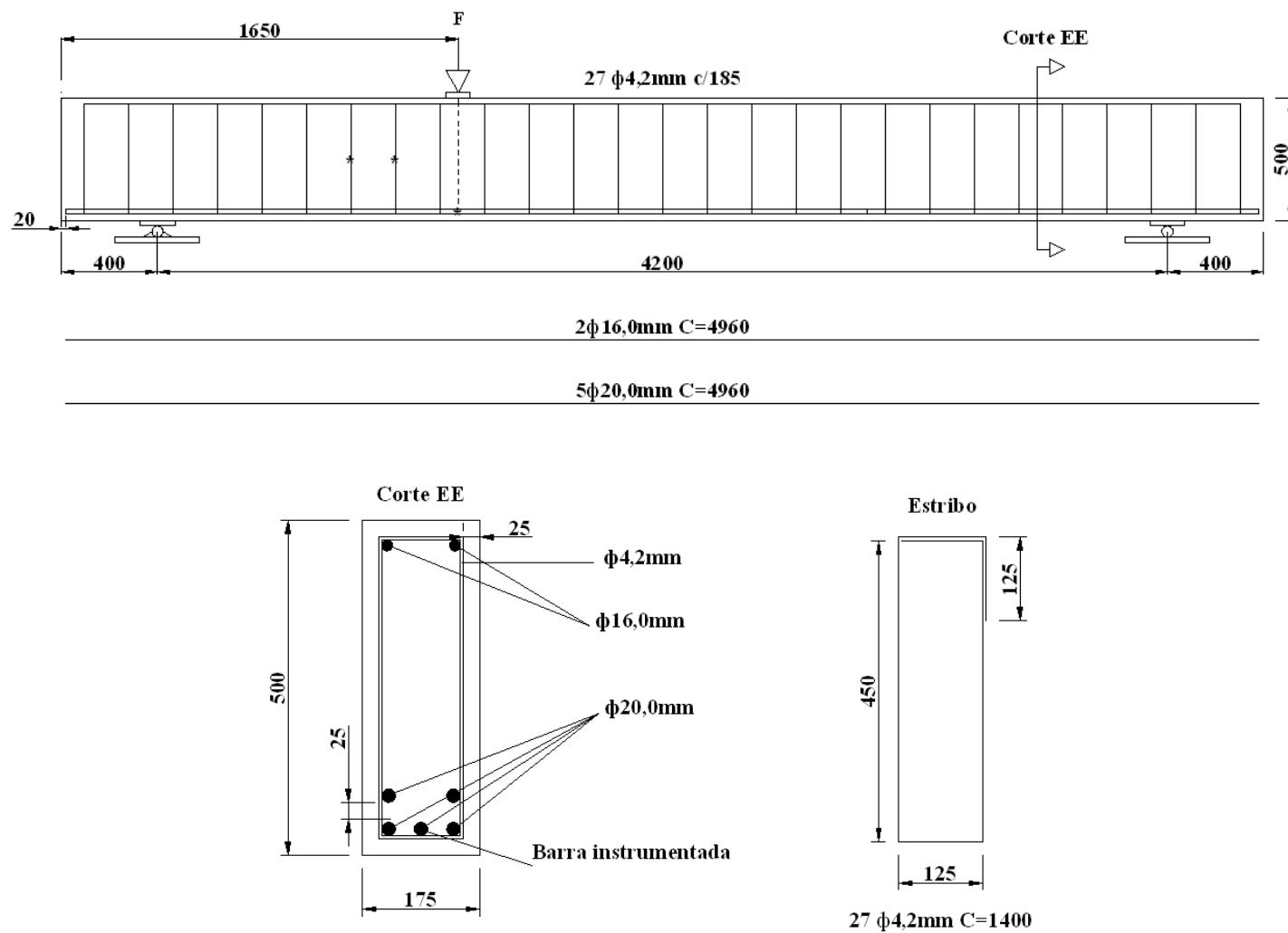


Figura 3.8 – Armaduras e posicionamento dos extensômetros (*) da viga V5 (dimensões em mm).

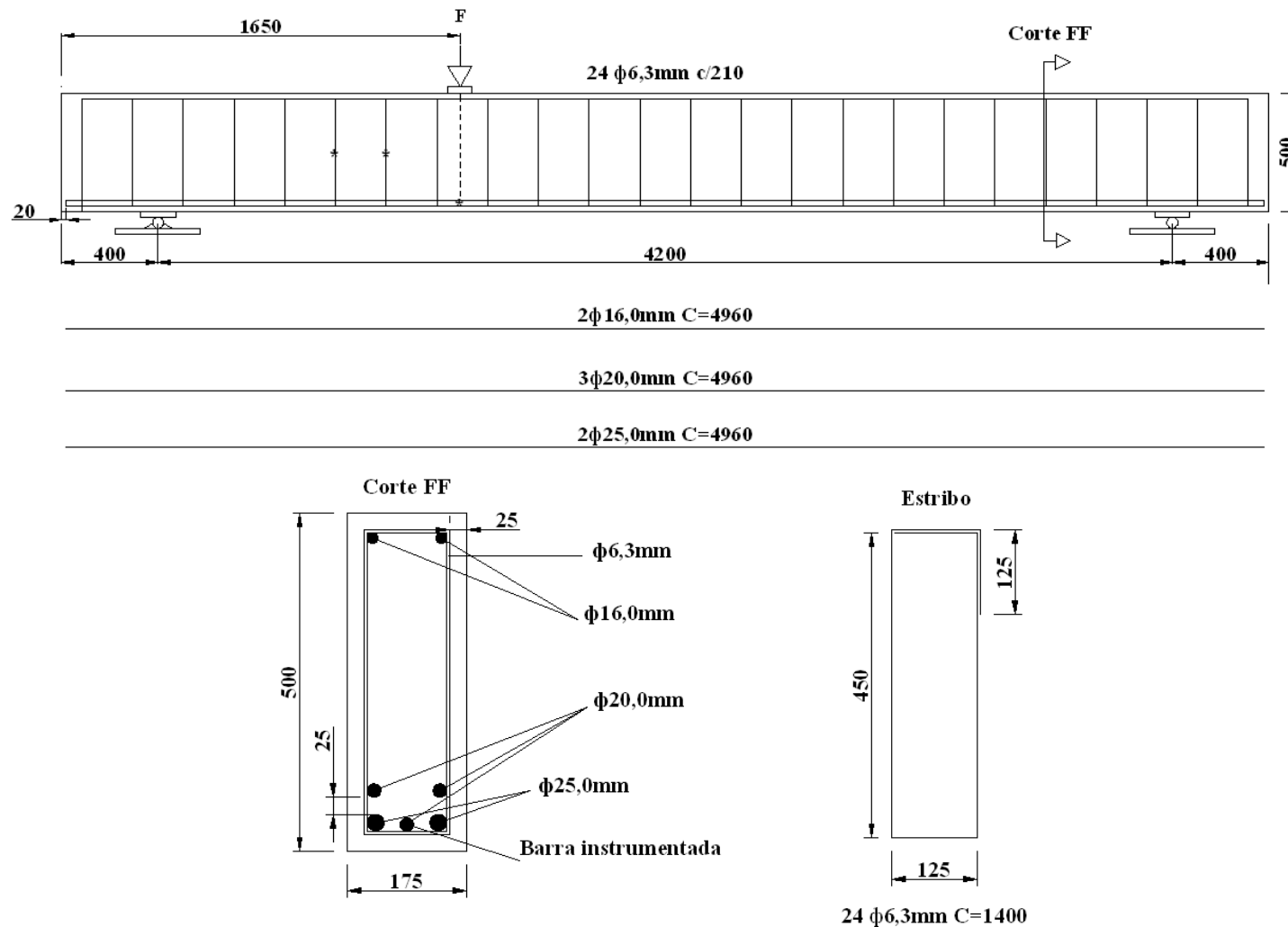


Figura 3.9 – Armaduras e posicionamento dos extensômetros (*) da viga V6 (dimensões em mm).

3.4 CONFECÇÃO DAS VIGAS

Foram usadas 6 formas de compensado plastificado de 20mm de espessura com as laterais travadas por gravatas de pinho.

Antes de colocar a gaiola de armadura nas formas previamente vedadas e untadas com óleo mineral (formas das V4 e V6) ou desmoldante biodegradável (formas das demais), foram fixados espaçadores plásticos no fundo e na lateral da mesma (figura 3.10).

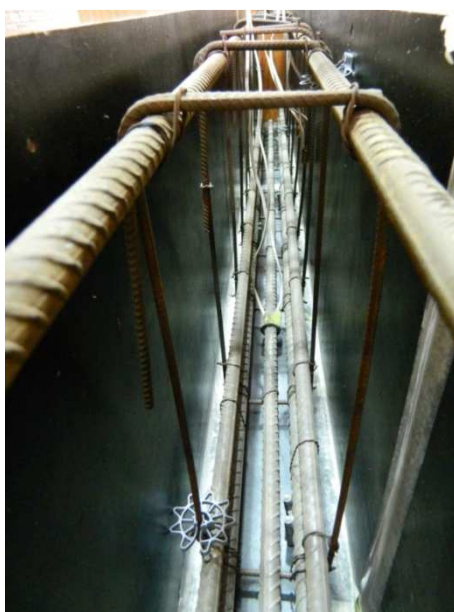


Figura 3.10 – Aspecto interno de uma das vigas antes do lançamento do concreto, mostrando armaduras, espaçadores e extensômetros.

Todas as vigas e corpos-de-prova foram concretados ao mesmo tempo. Tendo o concreto sido lançado por bombeamento (figura 3.11), a concretagem propriamente dita durou apenas cerca de 1h. Em torno de 4h depois da concretagem, umedeceu-se a superfície superior das vigas e cobriram-se as vigas com lona plástica. Como na mistura do concreto usou-se gelo em vez de água, não foi observado aumento de temperatura do concreto nas primeiras horas depois da concretagem. No 13º dia após a concretagem, as vigas foram desformadas e deixadas sob condições ambientais do laboratório.



(a)

(b)

Figura 3.11 – Preparação e execução da concretagem. Formas das vigas e moldes de corpos-de-prova a serem preenchidos (a). Lançamento do concreto (b).

3.5 MONTAGEM E EXECUÇÃO DOS ENSAIOS

Para os ensaios, as vigas foram posicionadas sobre dois aparelhos de apoio, um com rolete soldado e o outro com rolete livre (apoios do segundo e do primeiro gênero) que se apoiavam em blocos de concreto. As placas de aço dos apoios em contato com as vigas tinham largura de 145mm e espessura de 25mm. O atuador hidráulico, com capacidade de 1000kN, transmitiu a carga para as vigas por meio de placa de aço com 94mm de largura e 25mm de espessura. As larguras das placas dos apoios e de carregamento encontram-se representadas nas figuras 3.4 a 3.9.

Além dos colocados nas armaduras antes da concretagem das vigas, antes dos ensaios, foram colados dois extensômetros elétricos de resistência para medir as deformações específicas do concreto (base de medição de 60mm), na face lateral do trecho das vigas com maior força cortante, em seção a 130mm da de aplicação de carga e a 10mm e 30mm da face superior das vigas (figura 3.12).

Para medir o deslocamento vertical na seção de aplicação de carga, foram utilizados dois transdutores de deslocamento à base de extensômetros elétricos de resistência posicionados sobre a placa de aplicação de carga do atuador hidráulico. A figura 3.12 mostra os transdutores posicionados.



Figura 3.12 – Posições dos transdutores de deslocamento na placa de aço do atuador hidráulico e dos extensômetros elétricos de resistência no concreto.

Os extensômetros elétricos de resistência e os transdutores de deslocamento foram conectados a um sistema de aquisição de dados e o atuador hidráulico ligado a um sistema MTS com controle de carga e deslocamento, tendo os ensaios sido feitos com controle de deslocamento.

A aplicação de carga foi feita inicialmente com incrementos de 20kN, passando-se a incrementos de 10kN ou menos próximo da ruptura das vigas. Em cada etapa de carregamento, foram feitos dois registros automáticos dos valores de carga e de deformações específicas e deslocamentos verticais correspondentes e feita marcação de fissuras. Durante o descarregamento, em geral, foram feitos pelo menos dois registros. Foi medida a abertura da fissura diagonal crítica, usando aparelho ótico com precisão de 0,02mm, desde o seu aparecimento até que o valor da abertura fosse cerca de 1,0mm, quando se interrompeu essa medição por medida de segurança.

A figura 3.13 mostra uma viga pronta para ser ensaiada.



Figura 3.13 – Viga pronta para ser ensaiada.

3.6 RESULTADOS DOS ENSAIOS

Os resultados de todas as medições encontram-se nas tabelas D.1 a D.6 do Apêndice D. Nessas tabelas e nos gráficos apresentados a seguir, os valores dos deslocamentos verticais são as médias dos obtidos com os dois transdutores de deslocamentos, que registraram valores praticamente iguais, e os das deformações específicas nas armaduras são as médias das medidas com os dois extensômetros diametralmente opostos em cada seção. Nos valores destas deformações, apenas em alguns poucos estribos notaram-se diferenças entre as deformações medidas pelos dois extensômetros posicionados numa mesma seção.

3.6.1 Comportamento geral, cargas de fissuração e de ruptura

Nos ensaios das vigas seguiu-se o procedimento descrito no item 3.5, com exceção do da V1. Nesta viga, ao chegar-se à carga de 240kN, constatou-se que os deslocamentos verticais não tinham sido registrados. Em face disso, procedeu-se ao descarregamento total e, após sanar a falha, carregou-se a viga V1 novamente até que ocorresse sua ruptura.

Nas vigas V2 e V6, problemas nos extensômetros da armadura longitudinal inviabilizaram o registro de suas deformações.

Em todas as vigas houve ruptura por força cortante, com deformação excessiva da armadura transversal, sendo que, a menos da V6, constatou-se ruptura de estribos atravessados pela fissura diagonal crítica.

As primeiras fissuras de flexão ficaram visíveis para carga entre 50kN e 80kN e a fissura diagonal crítica apareceu para carga entre 150kN e 180kN. Em geral, as fissuras de flexão principais (de maiores alturas) tenderam a ter espaçamento aproximadamente igual ao dos estribos. No estágio de carga em que surgiu a fissura diagonal, formada como prolongamento de fissura originalmente de flexão mais perto do apoio e com trecho inclinado, já se mediu abertura dessa fissura entre 0,2mm e 0,6mm, e as vigas com menor carga de ruptura foram as que atingiram a abertura de 1,0mm sob carga de menor valor. Com exceção da V4 (com menor taxa de armadura transversal), a formação da fissura diagonal crítica ocorreu quando a fissura inclinada a partir da qual ela se originou atingiu nível próximo da meia altura das vigas. Na V4, a fissura inclinada tinha evoluído até nível bem mais próximo da região comprimida que nas outras vigas.

O aspecto aproximado da fissura diagonal é mostrado na figura 3.14. O trecho A foi o que se formou inicialmente, estendendo-se posteriormente, com menor inclinação, em direção às regiões de carregamento (ficando na maioria dos casos horizontal e distando em torno de 40mm da face superior das vigas) e de apoio. Esse aspecto lembra o da fissura diagonal de vigas sem armadura transversal.

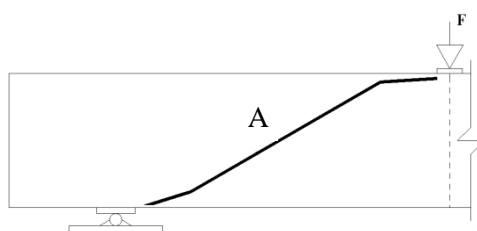


Figura 3.14 – Esquema da fissura diagonal crítica.

Para cada viga, na tabela 3.5, são dados os valores das cargas sob as quais foram observadas visualmente a primeira fissura de flexão ($F_{cr,fl}$), a fissura diagonal crítica ($F_{cr,v}$) e da carga de ruptura (F_u), junto com os das forças cortantes correspondentes ao aparecimento da fissura diagonal crítica e à ruptura (no trecho da viga com maior força cortante).

Tabela 3.5 – Cargas e forças cortantes de fissuração e de ruptura.

Viga	$\rho_w f_{yw}$ (MPa)	$\rho_w f_{stw}$ (MPa)	$\rho(\%)$	$F_{cr,fl}$ (kN)	$F_{cr,v}$ (kN)	F_u (kN)	V_{cr}^* (kN)	V_u^* (kN)
V6	0,962	1,21	2,49	80	180	360	126	253
V1	0,975	1,01	2,48	80	180	358	126	251
V2	0,813	0,839		80	160	248	112	174
V3	0,659	0,680		50	160	215	112	151
V5	0,659	0,680	2,03	50	150	182	105	128
V4	0,508	0,524	2,48	60	180	225	126	158
* Desconsiderando-se peso próprio								

Na figura 3.15 constam os esquemas da fissuração geral apresentada pelas vigas e as figuras 3.16 a 3.21 mostram as fotos dos trechos das vigas com maior força cortante após a ruptura. Nessas figuras são mostrados os valores da carga F (em kN) sob a qual foram visualizados os diferentes trechos das fissuras.

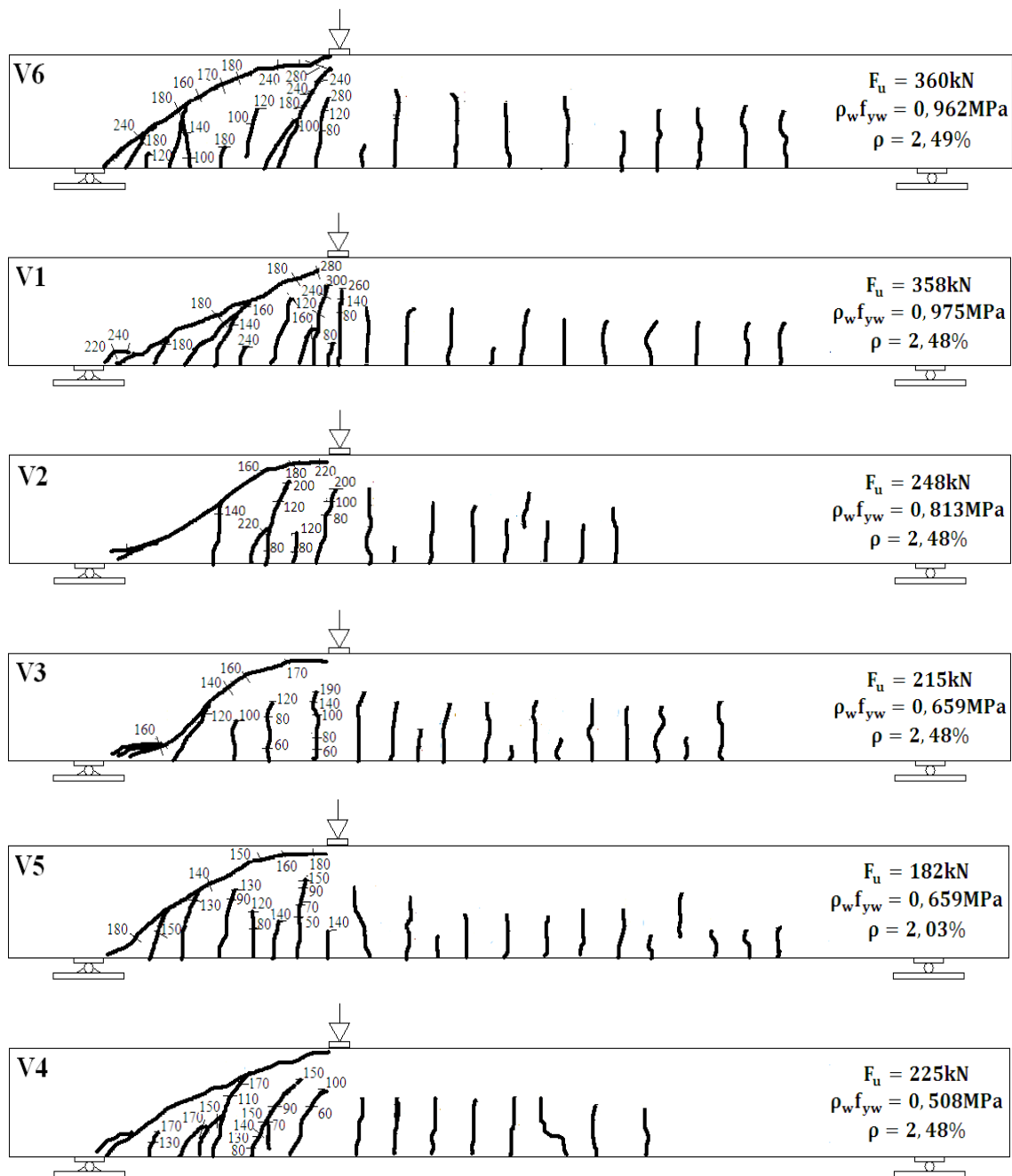


Figura 3.15 – Esquema de fissuração das vigas ensaiadas.



Figura 3.16 – Aspecto pós-ruptura da viga V6 ($F_u=360\text{kN}$).



Figura 3.17 – Aspecto pós-ruptura da viga V1 ($F_u=358\text{kN}$).



Figura 3.18 – Aspecto pós-ruptura da viga V2 ($F_u=248\text{kN}$).

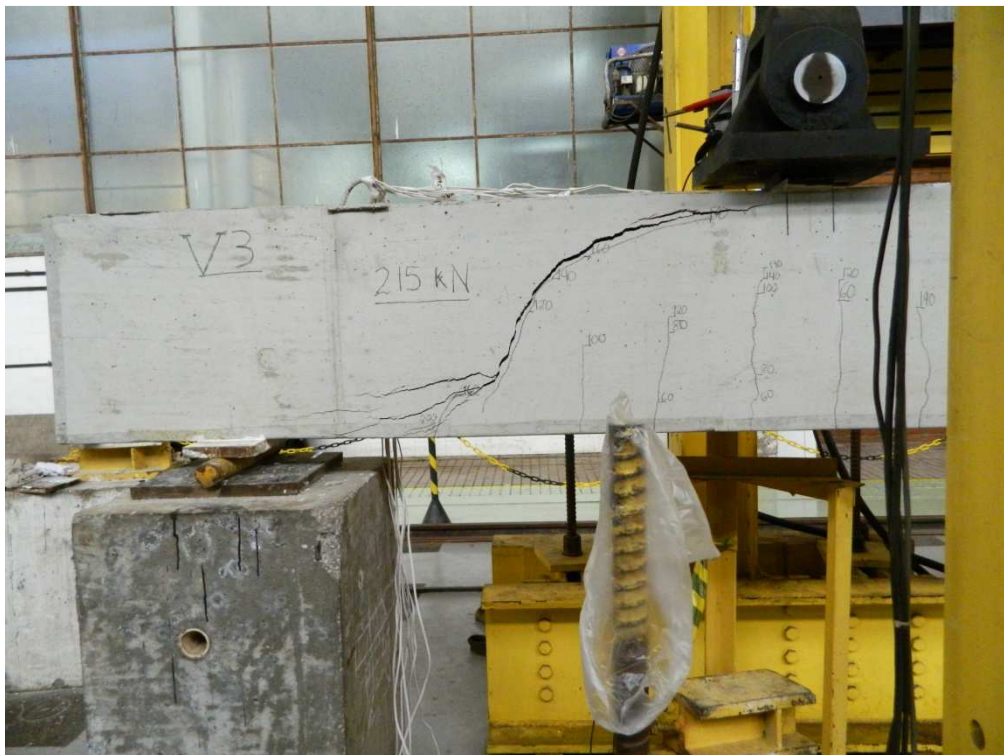


Figura 3.19 – Aspecto pós-ruptura da viga V3 ($F_u=215\text{kN}$).



Figura 3.20 – Aspecto pós-ruptura da viga V5 ($F_u=182\text{kN}$).



Figura 3.21 – Aspecto pós-ruptura da viga V4 ($F_u=225\text{kN}$).

3.6.2 Deslocamento vertical

Os gráficos de deslocamento vertical na seção de aplicação da carga em função da carga são mostrados nas figuras 3.22 a 3.27.

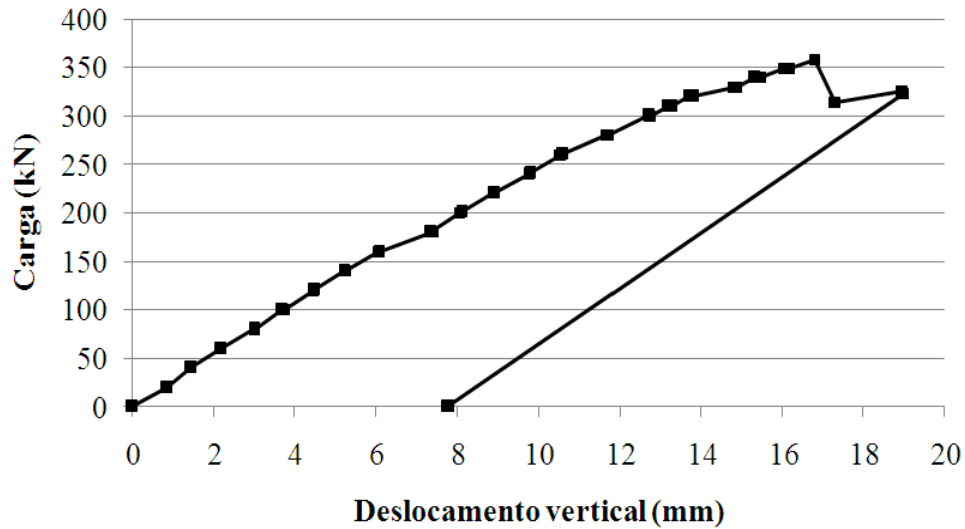


Figura 3.22 – Deslocamento vertical em função da carga da V6 ($F_u=360\text{kN}$).

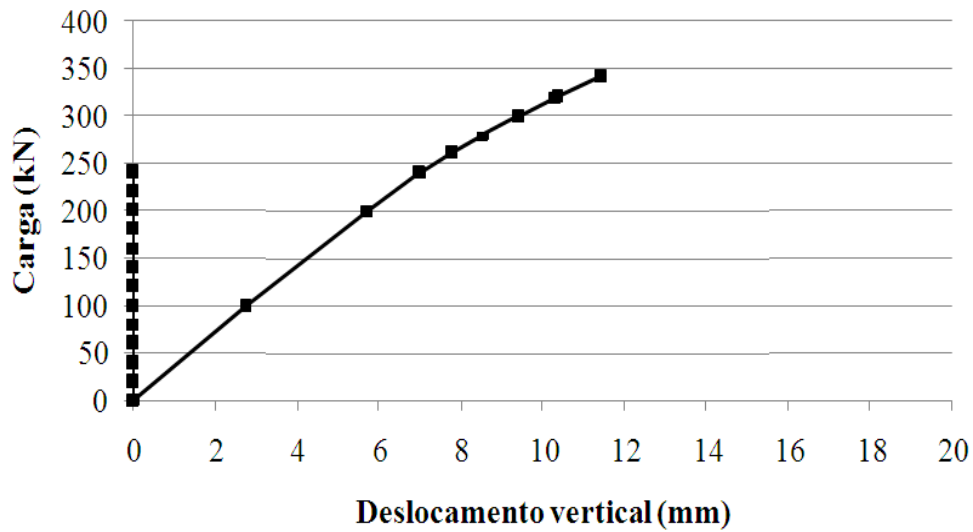


Figura 3.23 – Deslocamento vertical em função da carga da V1 ($F_u=358\text{kN}$).

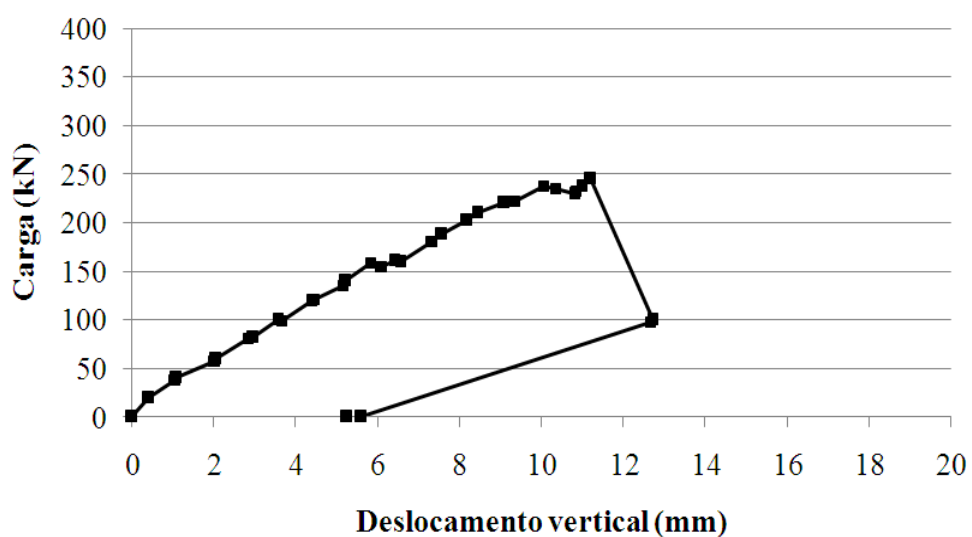


Figura 3.24 – Deslocamento vertical em função da carga da V2 ($F_u=248\text{kN}$).

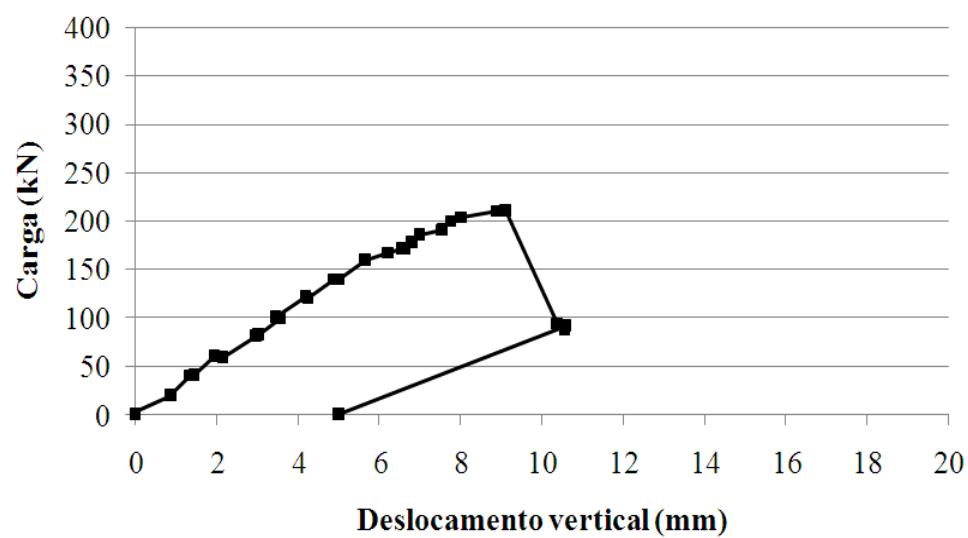


Figura 3.25 – Deslocamento vertical em função da carga da V3 ($F_u=215\text{kN}$).

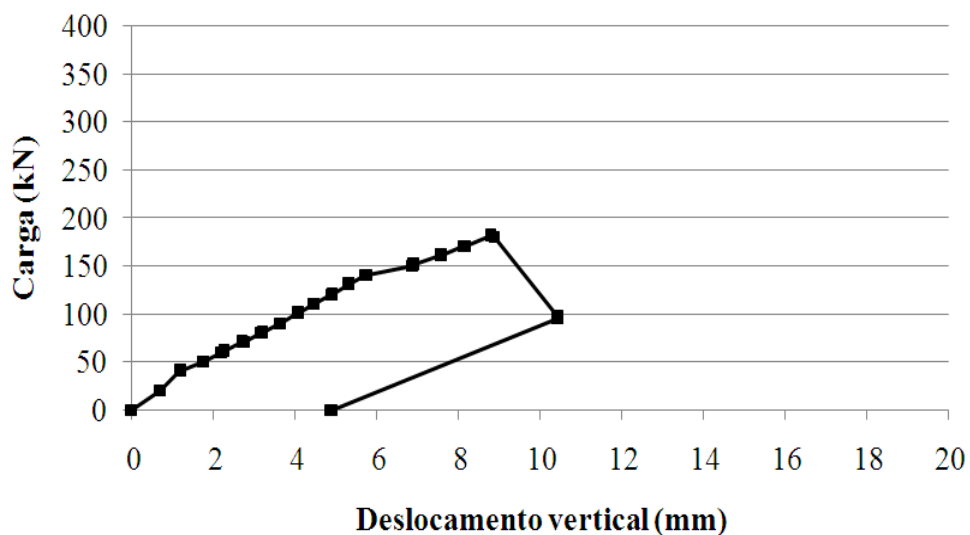


Figura 3.26 – Deslocamento vertical em função da carga da V5 ($F_u=182\text{kN}$).

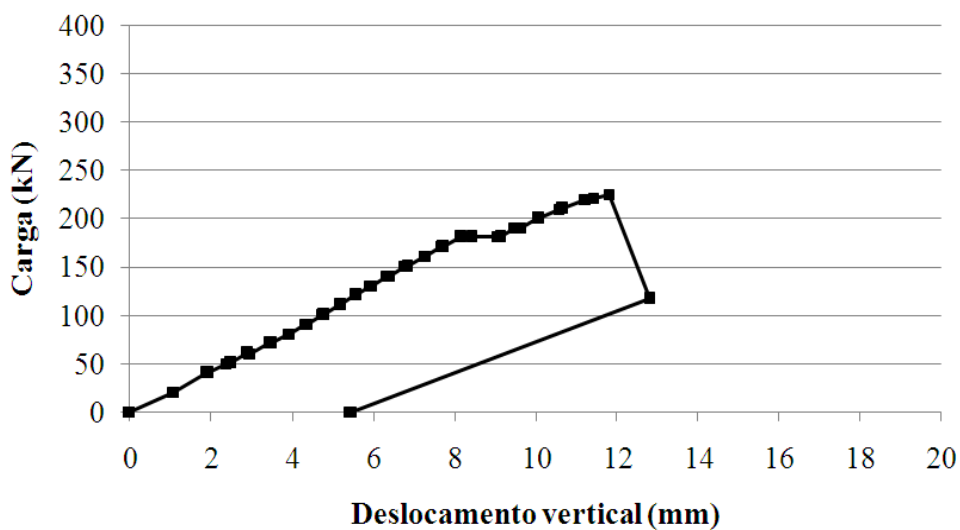


Figura 3.27 – Deslocamento vertical em função da carga da V4 ($F_u=225\text{kN}$).

3.6.3 Deformação específica do concreto

Os valores das deformações específicas do concreto, na seção a 130mm da seção de carregamento e junto à face superior das vigas, em função da carga são apresentados nas figuras 3.28 a 3.33.

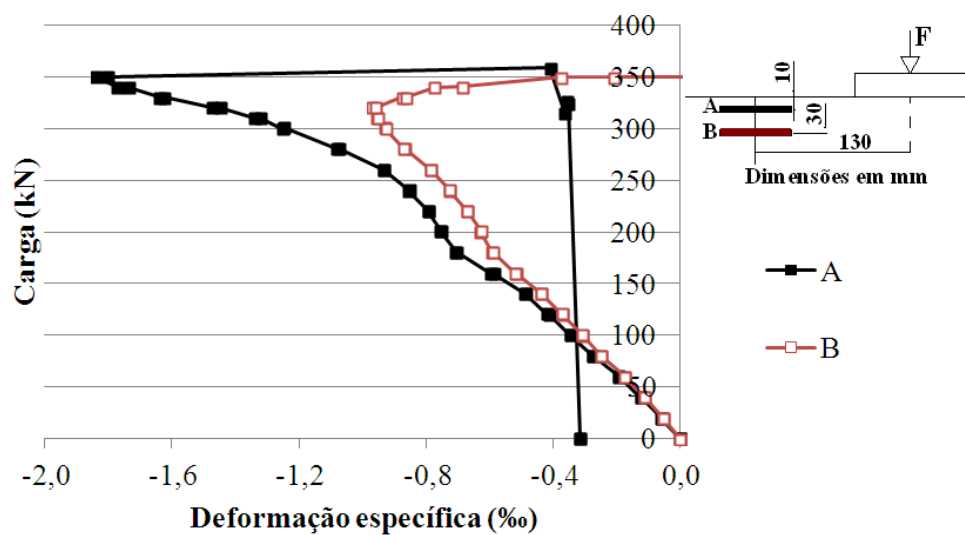


Figura 3.28 – Deformação específica do concreto em função da carga da V6 ($F_u=360\text{kN}$).

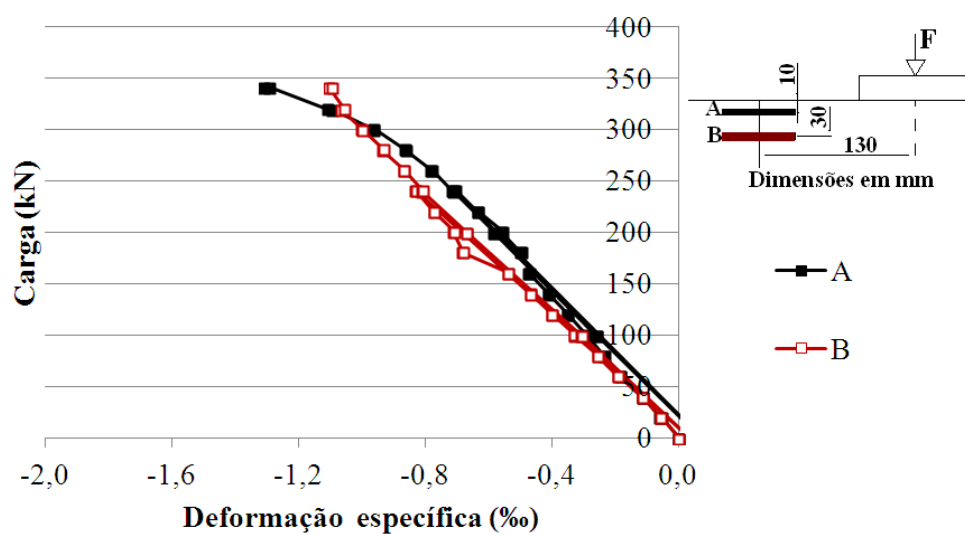


Figura 3.29 – Deformação específica do concreto em função da carga da V1 ($F_u=358\text{kN}$).

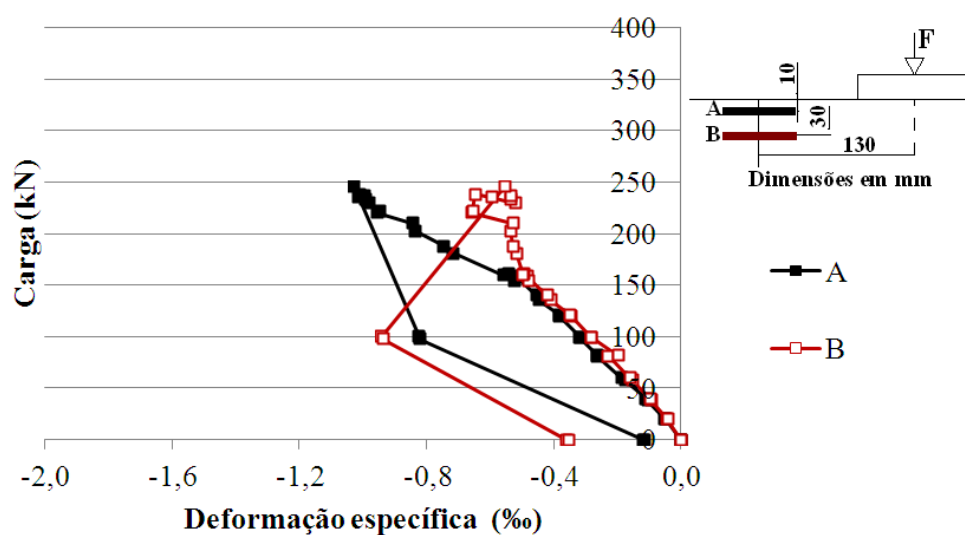


Figura 3.30 – Deformação específica do concreto em função da carga da V2 ($F_u=248\text{kN}$).

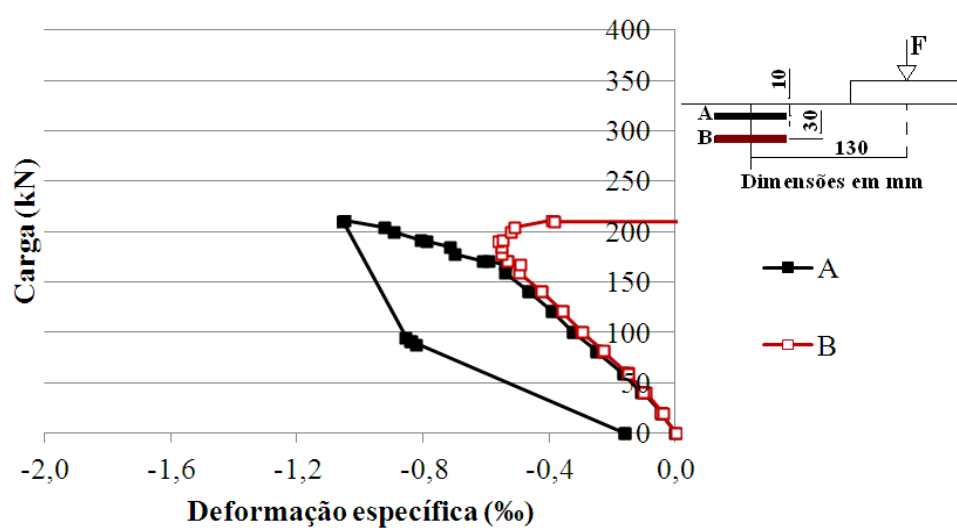


Figura 3.31 – Deformação específica do concreto em função da carga da V3 ($F_u=215\text{kN}$).

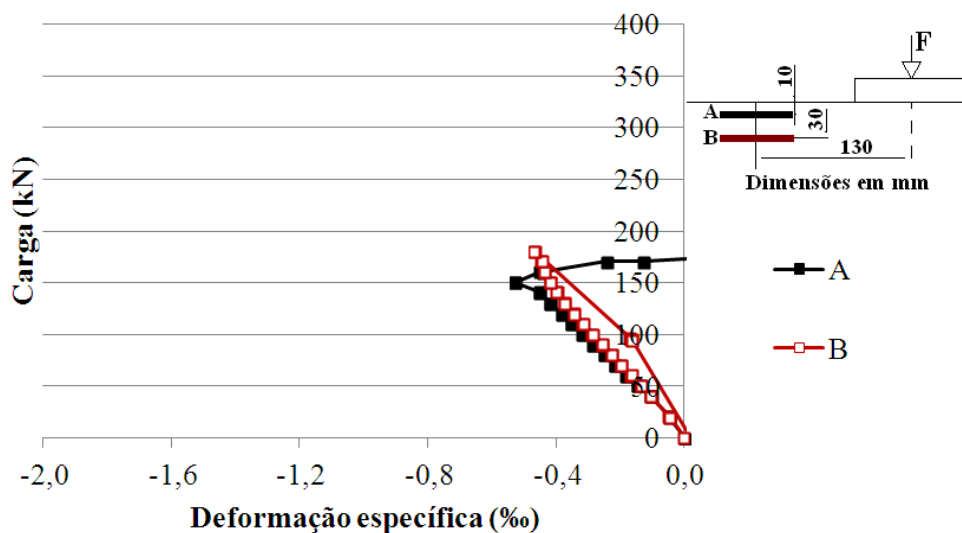


Figura 3.32 – Deformação específica do concreto em função da carga da V5 ($F_u=182\text{kN}$).

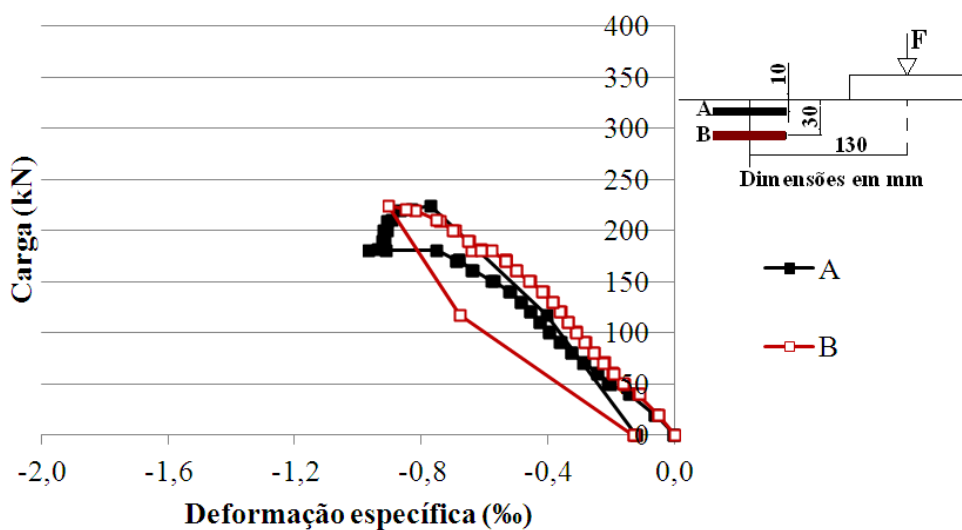


Figura 3.33 – Deformação específica do concreto em função da carga da V4 ($F_u=225\text{kN}$).

3.6.4 Deformação específica das armaduras

3.6.4.1 Deformação específica da armadura longitudinal

A deformação específica da armadura longitudinal, na seção de aplicação da carga, em função da carga é mostrada nas figuras 3.34 a 3.37. Como citado anteriormente, houve problema com os extensômetros das vigas V2 e V6 dessa armadura e não foi possível registrar sua deformação.

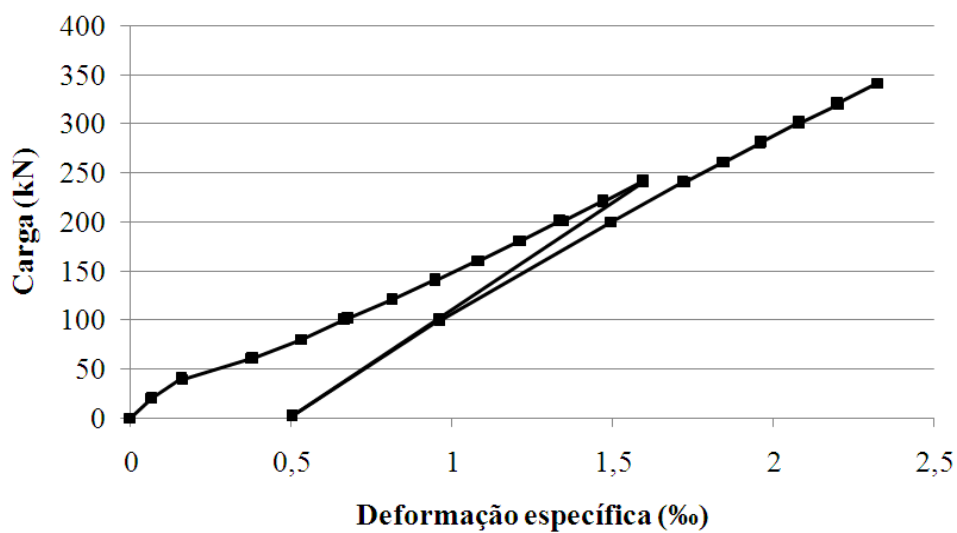


Figura 3.34 – Deformação específica da armadura longitudinal em função da carga da V1 ($F_u=358\text{kN}$).

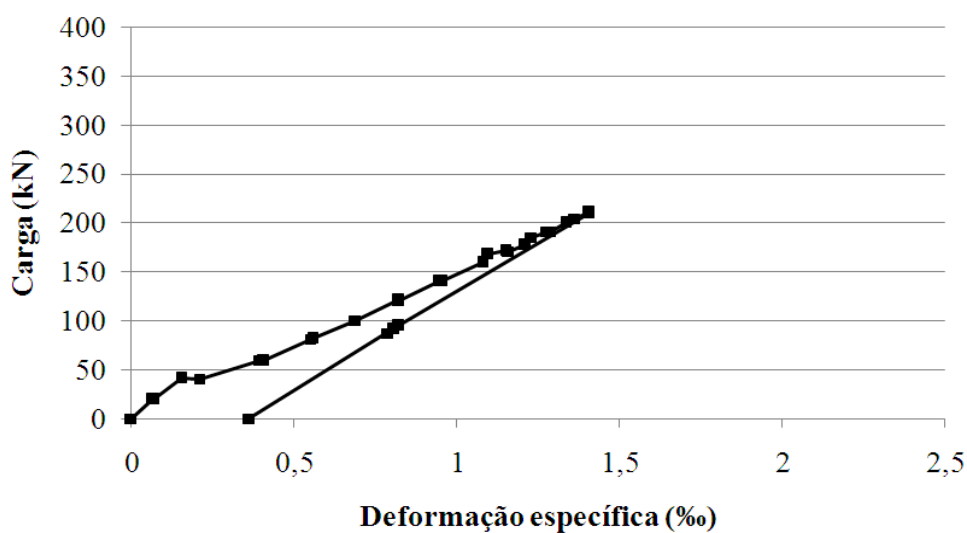


Figura 3.35 – Deformação específica da armadura longitudinal em função da carga da V3 ($F_u=215\text{kN}$).

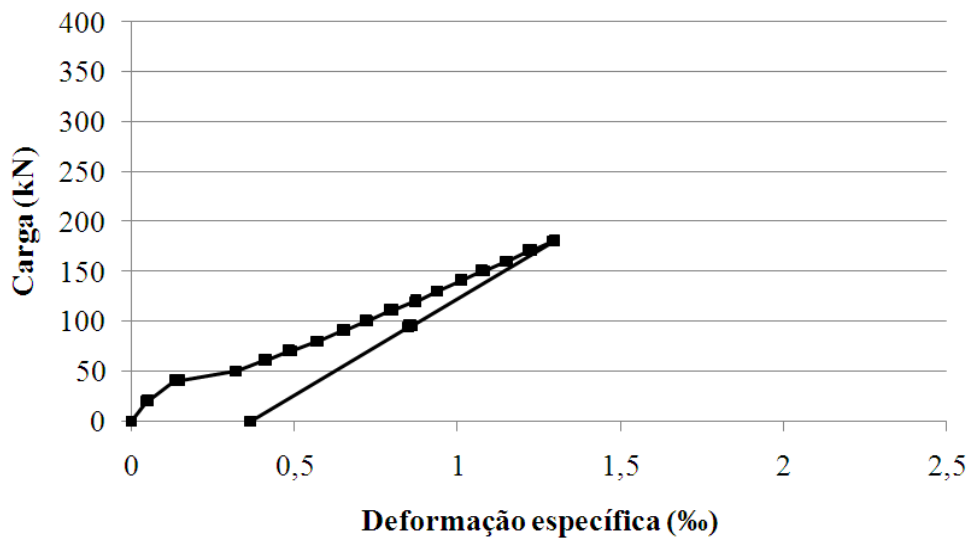


Figura 3.36 – Deformação específica da armadura longitudinal em função da carga da V5 ($F_u=182\text{kN}$).

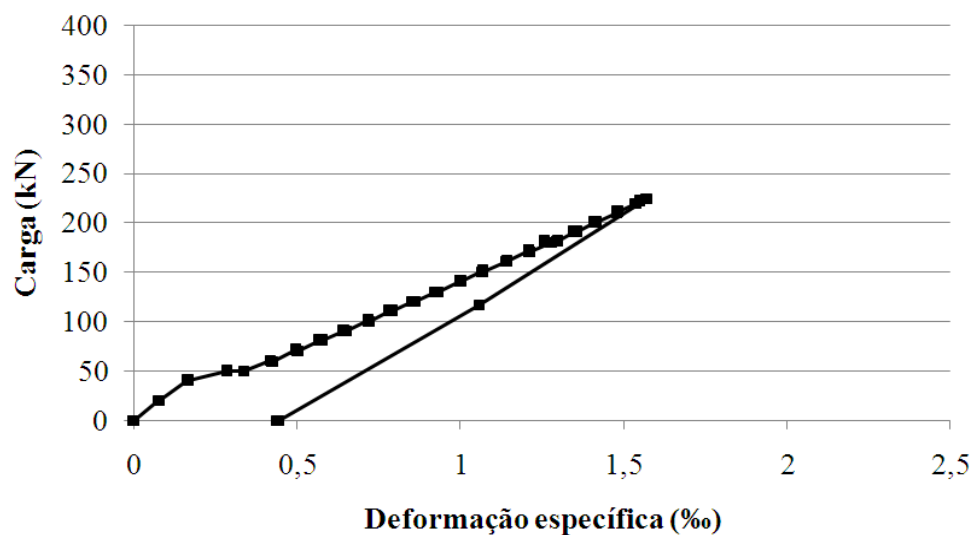


Figura 3.37 – Deformação específica da armadura longitudinal em função da carga da V4 ($F_u=225\text{kN}$).

3.6.4.2 Deformação específica da armadura transversal

Nas figuras 3.38 a 3.43 são mostrados os gráficos da deformação específica medida nos estribos em função da carga aplicada nas vigas.

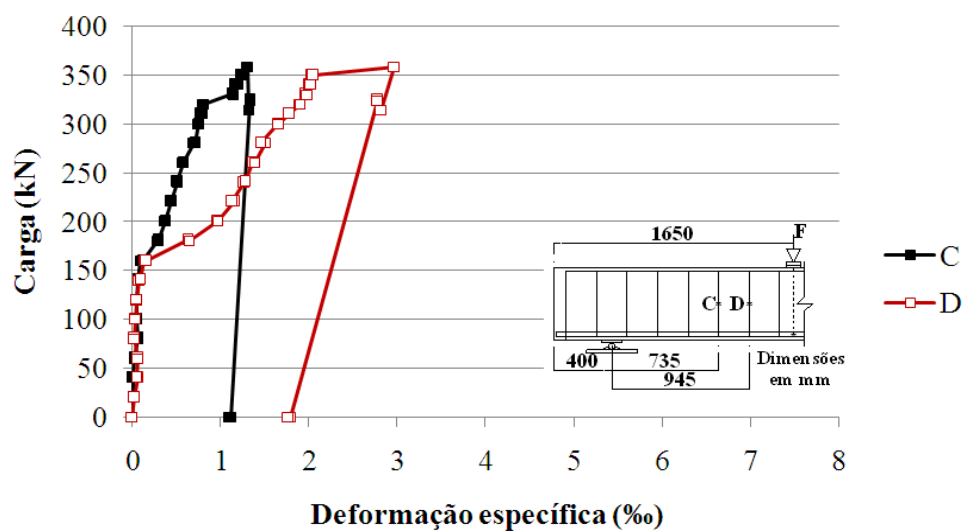


Figura 3.38 – Deformação específica dos estribos em função da carga da V6 ($F_u=360\text{kN}$).

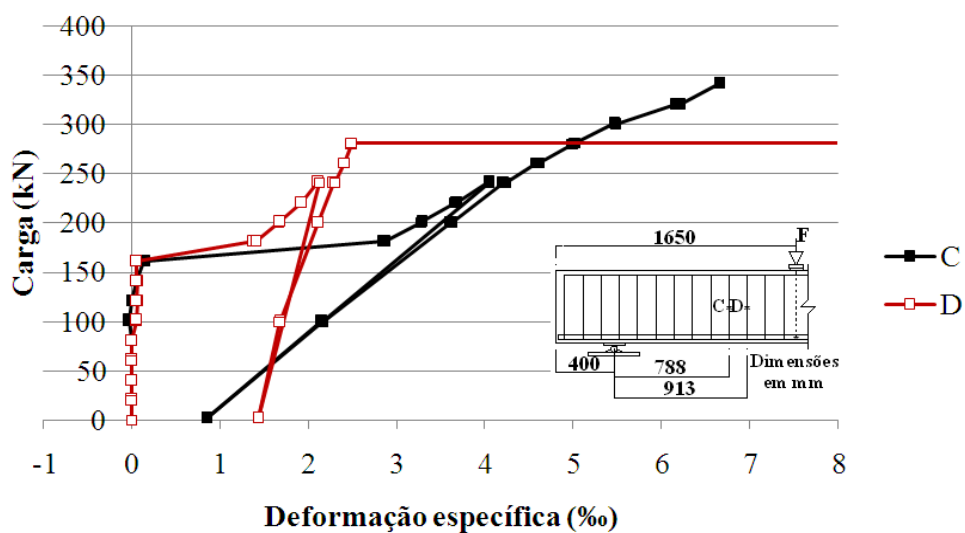


Figura 3.39 – Deformação específica dos estribos em função da carga da V1 ($F_u=358\text{kN}$).

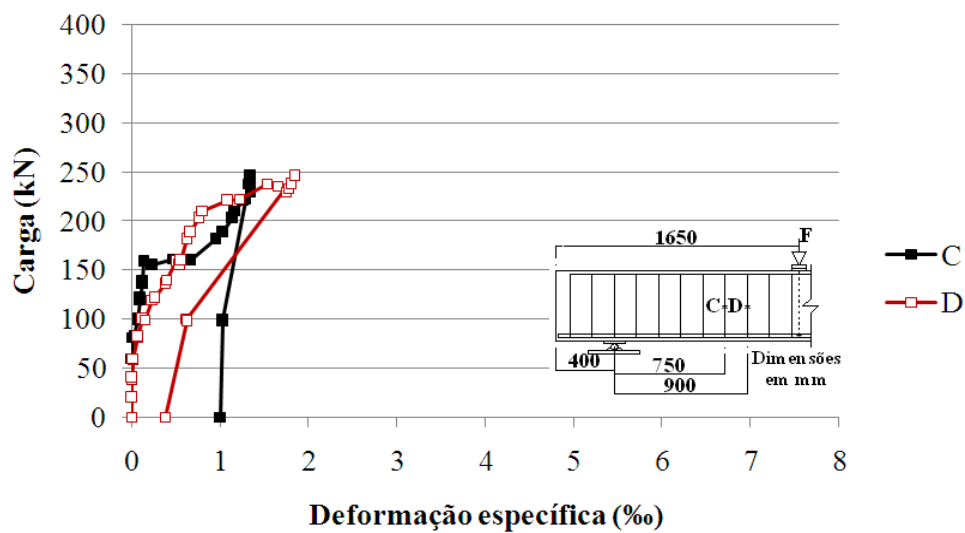


Figura 3.40 – Deformação específica dos estribos em função da carga da V2 ($F_u=248\text{kN}$).

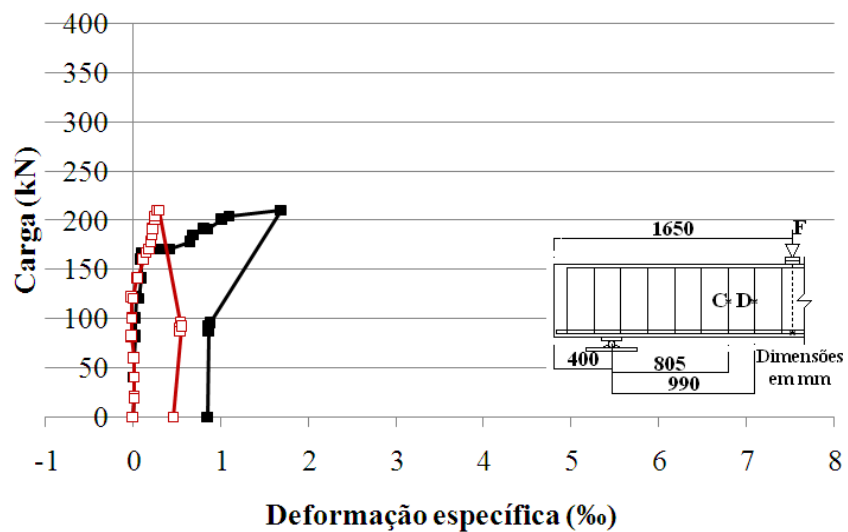


Figura 3.41 – Deformação específica dos estribos em função da carga da V3 ($F_u=215\text{kN}$).

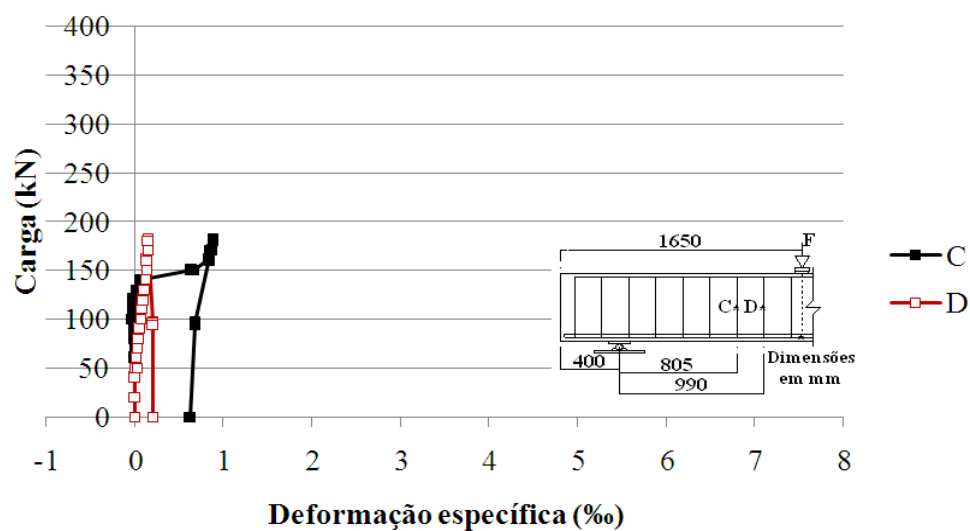


Figura 3.42 – Deformação específica dos estribos em função da carga da V5 ($F_u=182\text{kN}$).

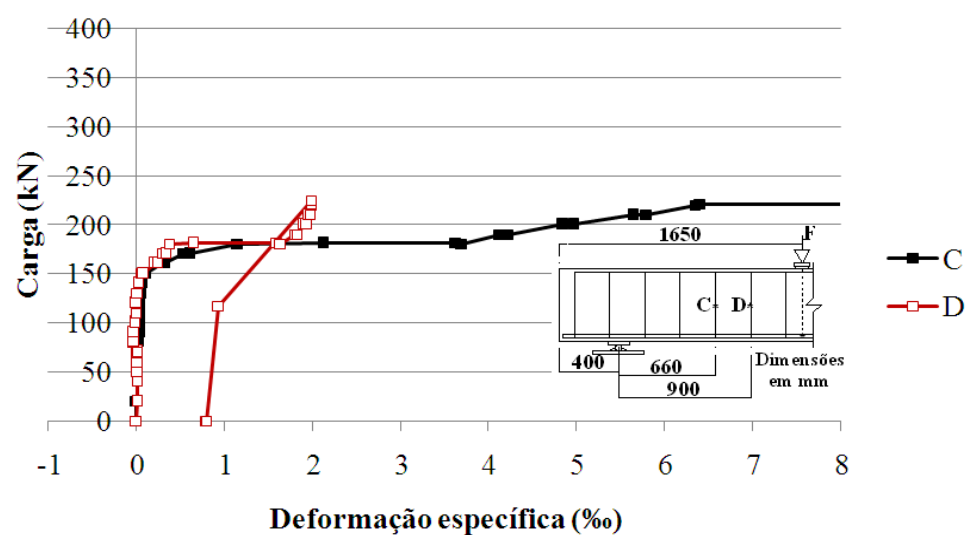


Figura 3.43 – Deformação específica dos estribos em função da carga da V4 ($F_u=225\text{kN}$).

4. ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo é realizada a análise dos resultados obtidos na parte experimental deste estudo. Comparam-se os valores de deslocamentos verticais e deformações específicas do concreto e das armaduras das diferentes vigas e as resistências à força cortante com as calculadas segundo métodos de diferentes normas. Comparam-se também as tensões cisalhantes nominais resistentes com as de vigas ensaiadas por outro autor produzidas com concreto vibrado feito também com agregados do Rio de Janeiro e tendo f_c em torno de 70MPa, $h=450\text{mm}$ e valores de ρ e a/d próximos dos das vigas deste estudo.

4.2 DESLOCAMENTO VERTICAL

A figura 4.1 reúne as curvas de deslocamento vertical na seção de carregamento das vigas em função da carga. Nela nota-se a diferença da curva da V1 em relação à das demais, decorrente do fato dessa curva ser referente ao recarregamento realizado e da não correção dessa curva por falta de dado para tal.

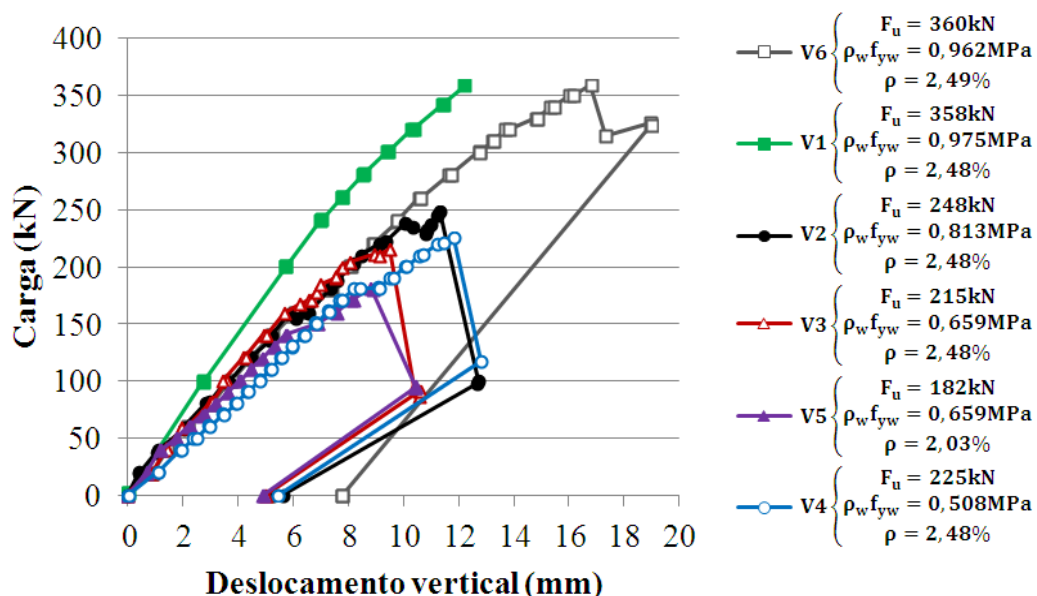


Figura 4.1 – Curvas de deslocamento vertical das vigas ensaiadas em função da carga.

Era de se esperar que todas as vigas com a mesma taxa de armadura longitudinal tivessem comportamento semelhante pelo menos até a carga de fissuração diagonal. Entretanto, para uma mesma carga, a V4 apresentou deslocamentos maiores que as

outras com $\rho=2,48\%$, ficando sua curva, para cargas maiores, próxima da curva da V5, com $\rho=2,03\%$.

Excluindo-se a da V1 (curva relativa ao recarregamento), nota-se nas curvas da figura 4.1 três diferentes trechos; o primeiro até a carga sob a qual surgiu a primeira fissura de flexão (melhor observado nas figuras 3.22 a 3.27), o segundo daí até a carga referente ao aparecimento da fissura diagonal crítica e o terceiro dessa carga até a de ruptura.

Essas curvas evidenciam a influência da armadura transversal no comportamento global das vigas após o surgimento da fissura diagonal crítica. As com menores valores de $\rho_w f_{yw}$ tiveram maior aumento de deslocamento em decorrência dessa fissura e perda de capacidade resistente mais brusca.

Visando quantificar a diferença de comportamento global das vigas, na tabela 4.1 apresentam-se as relações entre os deslocamentos verticais correspondentes à carga de ruptura ou, na falta desse deslocamento, a carga próxima da de ruptura (neste caso, entre parênteses consta a relação entre essa carga e a de ruptura em porcentagem) e à carga de aparecimento da fissura diagonal crítica (D_u/D_{cr}). Essas relações podem ser consideradas como índice de ductilidade referente ao comportamento à força cortante.

Como há pouca diferença entre as cargas relativas à fissuração diagonal crítica, a relação D_u/D_{cr} é maior para as vigas com maior carga de ruptura. Para as vigas de mesma taxa geométrica de armadura longitudinal ($\rho=2,48\%$), ao aumentar $\rho_w f_{yw}$ de 0,508MPa (V4) para 0,962MPa (V6), verifica-se acréscimo de 76% na relação D_u/D_{cr} . Nas vigas com mesmo valor de $\rho_w f_{yw}$ (0,659MPa), ao ter-se ρ mudando de 2,03% (V5) para 2,48% (V3), tem-se aumento de 25% em D_u/D_{cr} .

Tabela 4.1 – Valores de D_u/D_{cr} para as vigas ensaiadas.

Vigas	D_{cr} (mm)	D_u (mm)	D_u/D_{cr}
V6 $F_u=360\text{kN}$ $\rho_w f_{yw}=0,962\text{MPa}$ $\rho=2,49\%$	7,40	16,8 (99,7% F_u)	2,27
V1 $F_u=358\text{kN}$ $\rho_w f_{yw}=0,975\text{MPa}$ $\rho=2,48\%$	5,12*	12,2*	2,38
V2 $F_u=248\text{kN}$ $\rho_w f_{yw}=0,813\text{MPa}$ $\rho=2,48\%$	6,56	11,2 (98,8% F_u)	1,71
V3 $F_u=215\text{kN}$ $\rho_w f_{yw}=0,659\text{MPa}$ $\rho=2,48\%$	5,68	9,12 (98,1% F_u)	1,61
V5 $F_u=182\text{kN}$ $\rho_w f_{yw}=0,659\text{MPa}$ $\rho=2,03\%$	6,90	8,87 (99,5% F_u)	1,29
V4 $F_u=225\text{kN}$ $\rho_w f_{yw}=0,508\text{MPa}$ $\rho=2,48\%$	9,14	11,8	1,29
D_{cr} : Deslocamento vertical correspondente à carga de fissuração diagonal; D_u : Deslocamento vertical correspondente à carga de ruptura ou a carga dela próxima * Medida no recarregamento			

4.3 DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DO CONCRETO

Nas figuras 4.2 e 4.3 constam os gráficos de deformação específica de compressão no concreto em função da carga, em seção a 130mm da de carregamento, em posições a 10mm (A) e 30mm (B) da face superior das vigas, respectivamente. As maiores deformações específicas medidas nas duas posições ($\epsilon_{c,max}$) encontram-se listadas na tabela 4.2.

Essa tabela mostra que, na posição mais próxima da face superior das vigas, a deformação específica máxima medida variou entre -0,528‰ (V5, com menor carga de ruptura) e -1,84‰ (V6, com maior carga de ruptura), o que indica não ter havido esmagamento do concreto (fato também constatado visualmente) e nem escoamento da armadura longitudinal de compressão.

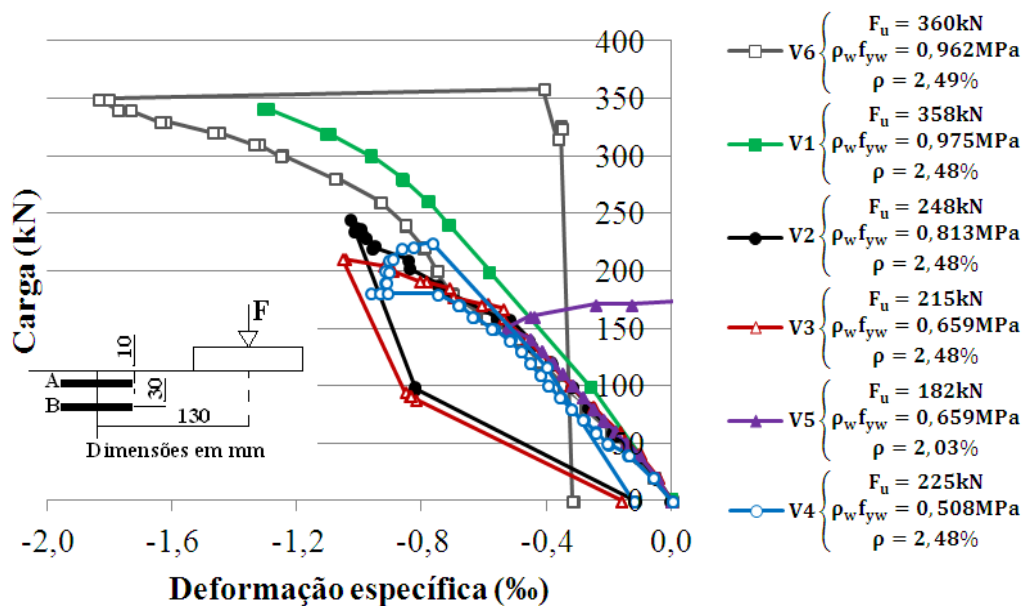


Figura 4.2 – Curvas de deformação específica do concreto das vigas ensaiadas em função da carga, na posição A.

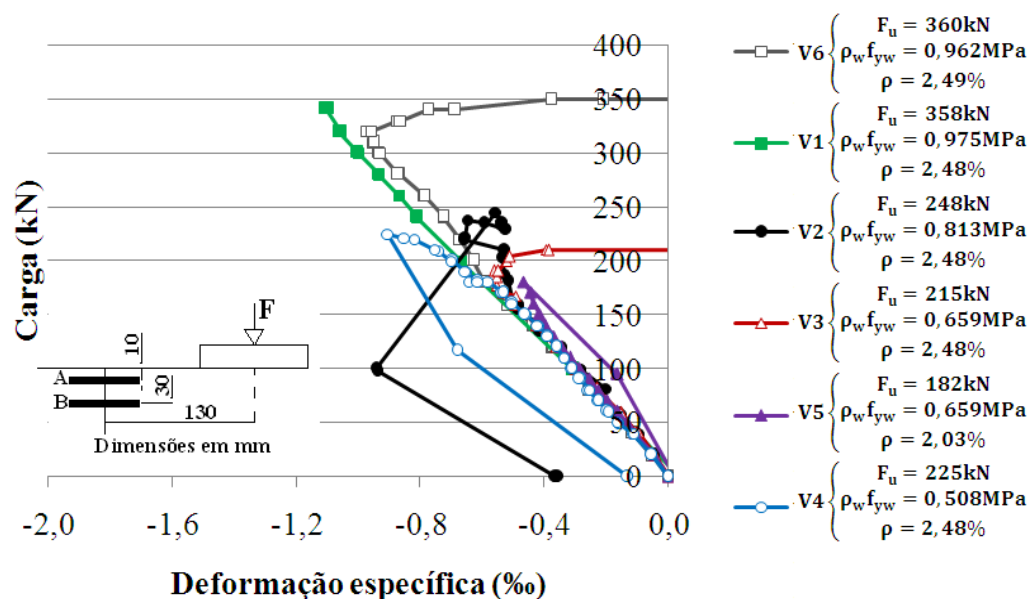


Figura 4.3 – Curvas de deformação específica do concreto das vigas ensaiadas em função da carga, na posição B

Na figura 4.2, nota-se o maior aumento da deformação específica do concreto decorrente do aparecimento da fissura diagonal crítica na viga com menor valor de $\rho_w f_{yw}$ (V4) e que essa viga, para mesmos valores de carga, tendeu a apresentar deformações no concreto maiores que as demais vigas, fato compatível com o que foi observado nos deslocamentos verticais (figura 4.1).

Tabela 4.2 – Deformação específica de compressão máxima medida no concreto das vigas ensaiadas.

Vigas	$\epsilon_{c,max}$ (‰)	
	A	B
V6 $F_u=360\text{kN}$ $\rho_w f_{yw}=0,962\text{MPa}$ $\rho=2,49\%$	-1,84 (97,2% F_u)	-0,968 (88,9% F_u)
V1 $F_u=358\text{kN}$ $\rho_w f_{yw}=0,975\text{MPa}$ $\rho=2,48\%$	-1,31 (95,5% F_u)	-1,10 (95,5% F_u)
V2 $F_u=248\text{kN}$ $\rho_w f_{yw}=0,813\text{MPa}$ $\rho=2,48\%$	-1,03 (98,8% F_u)	-0,659 (88,7% F_u)
V3 $F_u=215\text{kN}$ $\rho_w f_{yw}=0,659\text{MPa}$ $\rho=2,48\%$	-1,05 (98,1% F_u)	-0,561 (88,8% F_u)
V5 $F_u=182\text{kN}$ $\rho_w f_{yw}=0,659\text{MPa}$ $\rho=2,03\%$	-0,528 (83% F_u)	-0,465 (99,5% F_u)
V4 $F_u=225\text{kN}$ $\rho_w f_{yw}=0,508\text{MPa}$ $\rho=2,48\%$	-0,964 (80,4% F_u)	-0,904

4.4 DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DAS ARMADURAS

4.4.1 Deformação específica da armadura longitudinal

Os gráficos de deformação específica da armadura longitudinal das vigas ensaiadas em função da carga estão na figura 4.4.

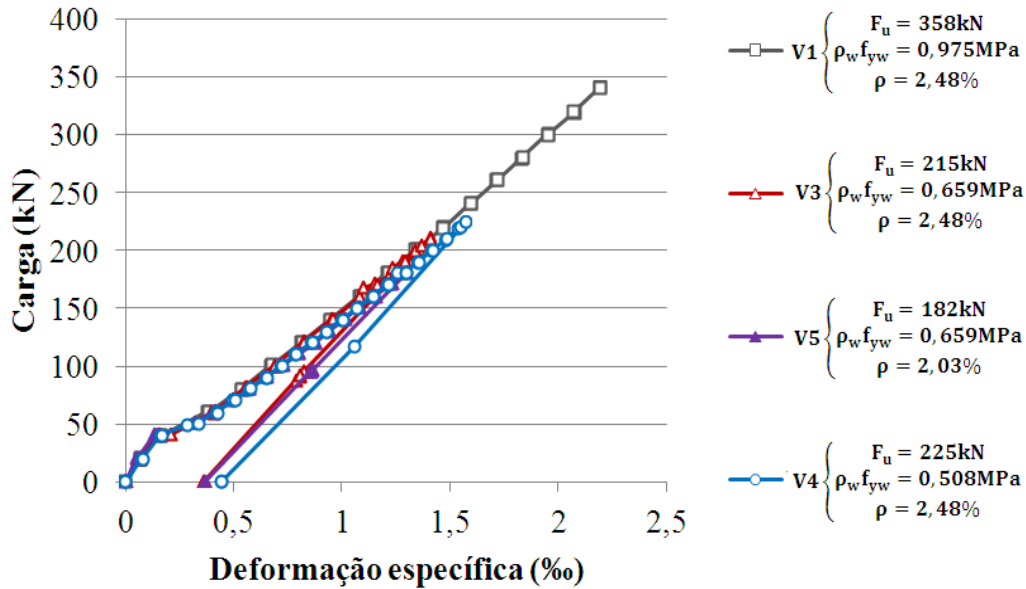


Figura 4.4 – Deformação específica da armadura longitudinal das vigas ensaiadas, na seção de carregamento, em função da carga.

Esses gráficos indicam que, embora nas vigas V6, V1 e V2 tenha-se visualizado a primeira fissura de flexão quando a carga era de 80kN (ver tabela 3.5), essa fissuração, embora não visível, ocorreu para carga menor que essa.

Considerando a expressão da EN 1992-1-1:2004 que relaciona a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta, que é função da altura do elemento,

$$f_{ctm,fl} = (1,6 - h/1000) f_{ct}, \quad \text{com } h \text{ em mm}$$

tem-se, no caso das vigas ensaiadas,

$$f_{ctm,fl} = 1,1 f_{ct}$$

Admitindo-se que, segundo a ABNT NBR 6118:2014 e a EN 1992-1-1:2004, a resistência à tração direta é aproximadamente igual 0,9 vezes a resistência à tração por compressão diametral, cujo valor é dado na tabela 3.2, chega-se a $f_{ct,fl} = 4,75\text{MPa}$.

Levando em conta as armaduras no cálculo da altura da linha neutra e do momento de inércia da seção não fissurada e considerando $E_s/E_c = 200/33,7 = 5,93$, chega-se à altura de linha neutra de 261mm para a viga com menor taxa de armadura longitudinal de tração (V5) e de 264mm para as demais vigas e, adotando a resistência à tração na flexão dada acima, obtém-se valor de momento fletor de fissuração de 48,3kNm para a V5 e de 51,0kNm para as demais. Esses momentos fletores correspondem às cargas de 50,0kN para a V5 e de 52,3kN para as demais vigas. Estes valores, junto com os da carga sob a qual observou-se visualmente a primeira fissura de

flexão dados na tabela 3.5, indicam que a carga de fissuração por flexão das vigas deve ter ficado entre cerca de 50kN e 60kN.

Os gráficos da figura 4.4 mostram que apenas na viga com maior taxa de armadura transversal teve-se deformação específica na armadura longitudinal se aproximando da de escoamento ($\epsilon_y^* = 2,58\text{‰}$ para $\phi=20\text{mm}$ e $2,90\text{‰}$ para $\phi=25\text{mm}$). Nas demais vigas, a deformação máxima ficou em torno de cerca da metade da deformação de escoamento.

Na tabela 4.3 são listados os valores das deformações específicas medidas na armadura longitudinal para a carga de fissuração diagonal e para a carga de ruptura ou carga próxima dela, junto com a relação entre essas deformações.

Tabela 4.3 – Valores da deformação específica medidos na armadura longitudinal.

Vigas	$\epsilon_{s,cr}$ (‰)	$\epsilon_{s,u}$ (‰)	$\epsilon_{s,u}/\epsilon_{s,cr}$
V1 $F_u=358\text{kN}$ $\rho_w f_{yw}=0,975\text{MPa}$ $\rho=2,48\%$	1,21	2,19 (95,5% F_u)	1,81
V3 $F_u=215\text{kN}$ $\rho_w f_{yw}=0,659\text{MPa}$ $\rho=2,48\%$	1,08	1,41 (98,1% F_u)	1,31
V5 $F_u=182\text{kN}$ $\rho_w f_{yw}=0,659\text{MPa}$ $\rho=2,03\%$	1,08	1,30 (99,5% F_u)	1,20
V4 $F_u=225\text{kN}$ $\rho_w f_{yw}=0,508\text{MPa}$ $\rho=2,48\%$	1,30	1,57	1,21
$\epsilon_{s,cr}$: Deformação específica da armadura longitudinal para a carga de fissuração diagonal; $\epsilon_{s,u}$: Deformação específica da armadura longitudinal para a carga de ruptura ou carga dela próxima.			

4.4.2 Deformação específica da armadura transversal

As curvas de deformação específica medida nos dois estribos das vigas instrumentados, em função da carga, encontram-se nas figuras 4.5 e 4.6.

Nelas nota-se que em poucas vigas mediram-se deformações específicas nos estribos maiores que a de escoamento (3,99‰). Entretanto, a menos da V6, observou-se

ruptura de estribos atravessando a fissura diagonal crítica, não tendo-se medido grandes deformações em todos os estribos instrumentados devido à fissura diagonal não ter passado exatamente onde estavam os extensômetros. Na V6, embora não tivesse sido constatada ruptura dos estribos, a grande abertura da fissura diagonal crítica indica que eles tiveram grandes deformações. A não observação de ruptura dos estribos dessa viga deve decorrer da relação f_{st}/f_y das barras dos seus estribos ser maior que a das barras dos estribos das outras vigas (1,25 e 1,03), já que as vigas V6 e V1, de $\rho_w f_{yw}$ semelhantes, romperam sob praticamente a mesma carga.

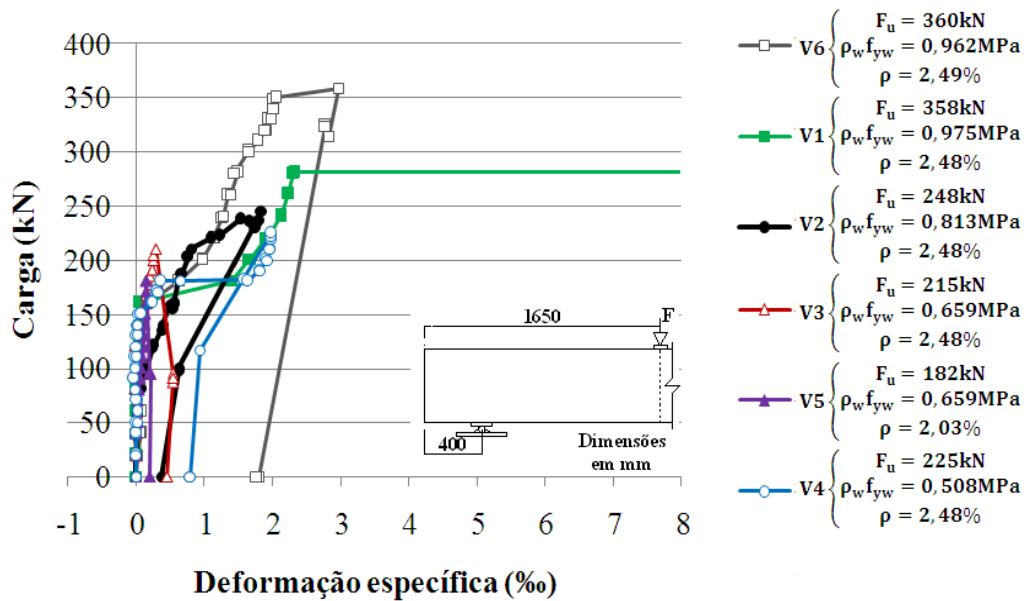


Figura 4.5 – Deformação específica medida no estribo instrumentado mais próximo da seção de carregamento, em função da carga.

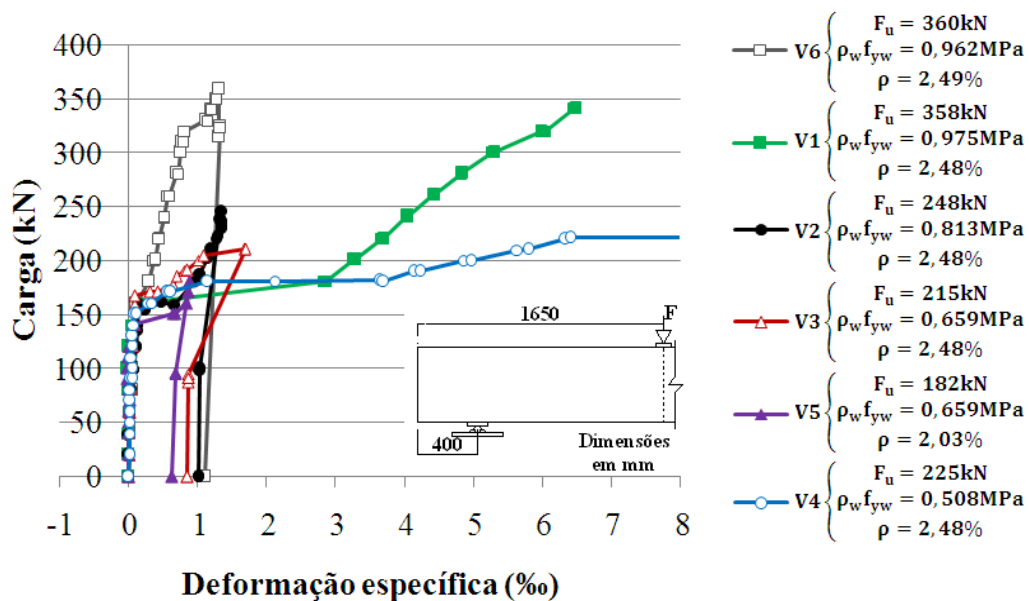


Figura 4.6 – Deformação específica medida no estribo instrumentado mais distante da seção de carregamento, em função da carga.

4.5 RESISTÊNCIA À FORÇA CORTANTE

Na figura 4.7 são mostrados os valores de V_u em função de $\rho_w f_{yw}$ e na figura 4.8 os valores de V_u/V_{cr} em função de $\rho_w f_{yw}$. Para as vigas com mesma taxa de armadura longitudinal de tração, verifica-se pouca diferença entre V_u e entre V_u/V_{cr} das duas vigas com menores valores de $\rho_w f_{yw}$ e também o efeito positivo do aumento de $\rho_w f_{yw}$ e o efeito negativo da diminuição de ρ em V_u e V_u/V_{cr} . O aumento do diâmetro e do espaçamento da viga V6 com relação à V1 (duas vigas com maior $\rho_w f_{yw}$) não influenciou em V_u , mas evitou a ruptura dos estribos.

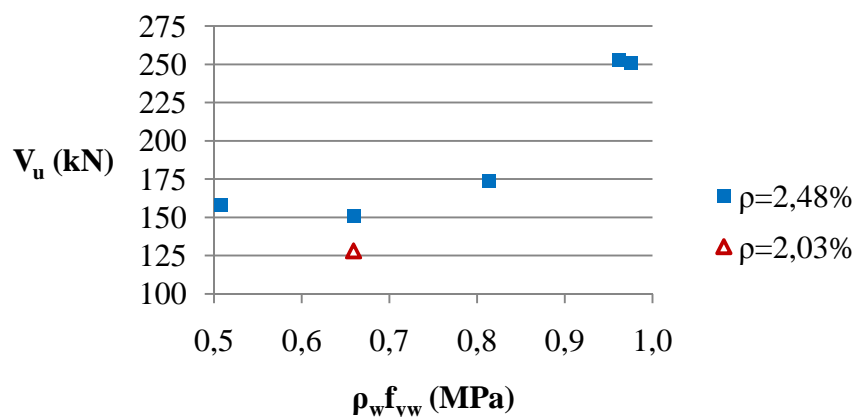


Figura 4.7 – Valores de V_u em função de $\rho_w f_{yw}$ e de ρ .

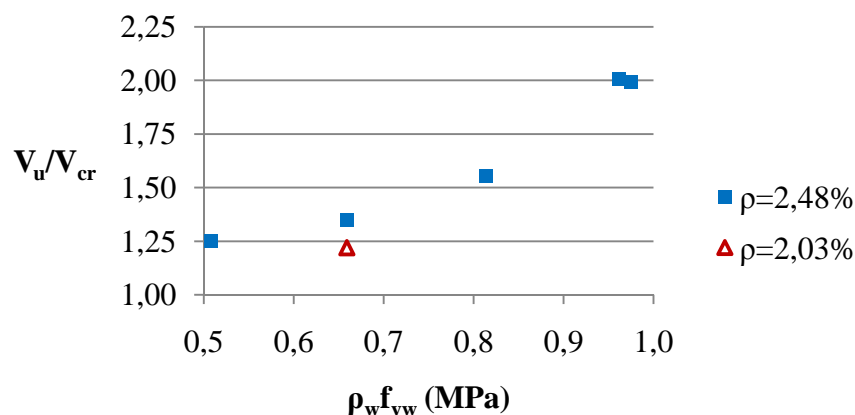


Figura 4.8 – Valores de V_u/V_{cr} em função de $\rho_w f_{yw}$ e de ρ .

Adotando diagrama simplificado retangular para diagrama de tensões normais de compressão no concreto da ABNT NBR 6118:2004 que, para $f_c > 50\text{MPa}$, é igual ao da EN 1992-1-1:2004 e ao do FIB MC 2010, obtém-se altura de linha neutra de 93,9mm e momento fletor resistente de 323kNm para a V5 e 127mm e 418kNm para as demais vigas. Esses momentos correspondem a forças cortantes nas vigas de 258kN e 334kN, respectivamente. Teve-se, portanto, força cortante última na V5 igual a 50% da correspondente à ruptura por flexão teórica e variando de 47% a 76% nas demais vigas.

A seguir é feita comparação das resistências à força cortante experimentais (V_u) com as calculadas (V_R) segundo procedimentos da ABNT NBR 6118:2014 (métodos I e II), ACI 318:2011 (adotando para V_c as duas diferentes expressões), EN 1992-1-1:2004 e FIB MC 2010 (níveis de aproximação I e III, que são o mais e o menos conservador dos seus três métodos, respectivamente).

Para os procedimentos em que o ângulo θ é de livre escolha (modelo II da ABNT NBR 6118:2014, EN 1992-1-1:2004 e nível I do FIB MC 2010), considerou-se o menor valor desse ângulo, que foi $21,8^\circ$ (EN 1992-1-1:2004) ou 30° .

Para determinação de V_R segundo o método II da ABNT NBR 6118:2014, como a parcela V_c depende do valor da força cortante solicitante, diminuindo à medida que aumenta a força cortante, fez-se a força cortante resistente igual à solicitante. Chamando de V_{co} o valor dado pela expressão de V_c que consta na tabela 2.6, e $A = V_{\max}/(V_{\max} - V_{co})$, chega-se a $V_R = (AV_{co} + V_s)/A$, onde V_{\max} corresponde à força cortante relativa à ruptura das diagonais comprimidas referente ao ângulo θ adotado, que, no caso, foi 30° .

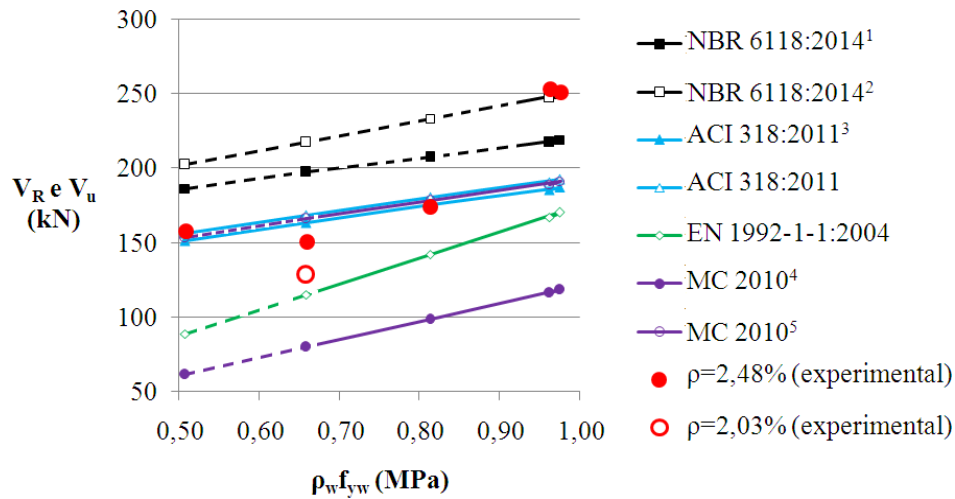
O cálculo de V_R de acordo com o nível de aproximação III do FIB MC 2010 foi feito de maneira iterativa. Para cada valor de $\rho_w f_{yw}$, arbitrou-se valor inicial de força

cortante V , calculou-se $\varepsilon_x = V(a/0,9d + 1)/(2A_sE_s)$ e θ_{\min} , ε_1 , k_ε , k_c , $V_{R,\max,\theta\min}$, k_V , V_c e $V_R = V_c + V_s$ usando as equações que constam na tabela 2.9. Variando-se V adotado até que ele se igualasse a V_R , chegou-se à força cortante resistente.

Os valores das forças cortantes resistentes calculadas são apresentados na tabela 4.4. Na figura 4.9, esses valores são representados graficamente em função de $\rho_w f_{yw}$ (considerando $\rho = 2,48\%$), junto com os de V_u . Essa figura evidencia que, para as vigas ensaiadas, os procedimentos de cálculo da ACI 318:2011 e do nível de aproximação III do FIB MC 2010 levam a valores de V_R próximos e nem sempre conservadores e que os da EN 1992-1-1:2004 e do nível de aproximação I do FIB MC 2010 fornecem valores conservadores.

As relações V_u/V_R apresentadas na tabela 4.4 e na figura 4.10 mostram tendência do aumento de V_u/V_R com o aumento de $\rho_w f_{yw}$ e que, a menos dos métodos da ACI 318:2011 e do FIB MC 2010 relativo ao nível de aproximação III, quando os valores de $\rho_w f_{yw}$ são próximos ou maiores que o mínimo indicado na norma, tem-se $V_u/V_R > 1$. Usando-se esses dois métodos, a situação mais desfavorável é a do caso de menor taxa de armadura longitudinal (V5), quando tem-se V_u/V_R igual a cerca de 0,77 (ACI 318:2011) e 0,82 (FIB MC 2010); para as demais vigas, tem-se $V_u/V_R \geq 0,9$.

Na tabela 4.4 e na figura 4.9 nota-se também que, para uma mesma viga, pode-se ter valores de V_R diferindo mais de 100%, tendendo a ser maiores para menores valores de $\rho_w f_{yw}$. Isso decorre das diferenças entre os valores de V_c (quando essa parcela é considerada) e/ou do ângulo θ adotado, como mostra a tabela 4.5. Nesta tabela constam os valores de V_c , mesmo para os métodos que desconsideram essa parcela no cálculo de V_R de vigas com armadura transversal (EN 1992-1-1:2004 e nível de aproximação I do FIB MC 2010), visando dar ideia dos valores de resistência que esses métodos forneceriam se as vigas não tivessem armadura transversal. Dos valores de V_c calculados, apenas os referentes ao FIB MC 2010 são sempre menores que os de V_{cr} das vigas.



¹ Método I; ² Método II; ³ Expressão de V_c mais simplificada; ⁴ Nível de aproximação I;
⁵ Nível de aproximação III

Figura 4.9 – Comparação entre os valores de V_R das vigas calculados segundo diferentes procedimentos (trecho tracejado para $\rho_w f_{yw} < \rho_{wmin} f_{yw}$) e os de V_u .

A tabela 4.6 dá os valores da deformação específica na armadura longitudinal de tração quando da ruptura por força cortante e do ângulo θ dados pelo método de nível de aproximação III do FIB MC 2010. Nela verifica-se que, a menos da V5, o valor da deformação específica da armadura fica próximo do medido nas vigas (ver tabela 4.3) e o ângulo θ varia pouco em torno de 30° .

Tabela 4.4 – Forças cortantes resistentes calculadas, V_R , e relações V_u/V_R .

	V6*** $V_u=253\text{kN}$ $\rho_w f_{yw}=0,962\text{MPa}$ $\rho=2,49\%$		V1*** $V_u=251\text{kN}$ $\rho_w f_{yw}=0,975\text{MPa}$ $\rho=2,48\%$		V2 $V_u=174\text{kN}$ $\rho_w f_{yw}=0,813\text{MPa}$ $\rho=2,48\%$		V3** $V_u=151\text{kN}$ $\rho_w f_{yw}=0,659\text{MPa}$ $\rho=2,48\%$		V5** $V_u=128\text{kN}$ $\rho_w f_{yw}=0,659\text{MPa}$ $\rho=2,03\%$		V4* $V_u=158\text{kN}$ $\rho_w f_{yw}=0,508\text{MPa}$ $\rho=2,48\%$	
Normas	V_R (kN)	V_u/V_R	V_R (kN)	V_u/V_R	V_R (kN)	V_u/V_R	V_R (kN)	V_u/V_R	V_R (kN)	V_u/V_R	V_R (kN)	V_u/V_R
NBR 6118:2014¹	217	1,17	219	1,15	207	0,841	197	0,766	197	0,650	186	0,849
NBR 6118:2014²	247	1,02	249	1,01	233	0,747	217	0,700	217	0,590	202	0,782
ACI 318:2011³	185	1,37	187	1,34	175	0,994	163	0,926	163	0,785	151	1,05
ACI 318:2011	190	1,33	192	1,31	180	0,967	168	0,899	166	0,771	156	1,01
EN 1992-1-1:2004	167	1,51	170	1,48	142	1,23	115	1,31	115	1,11	88,6	1,78
MC 2010⁴	116	2,18	118	2,13	98,3	1,77	79,6	1,90	79,6	1,61	61,4	2,57
MC 2010⁵	189	1,34	191	1,31	178	0,978	166	0,910	156	0,821	153	1,03
¹ Método I; ² Método II; ³ Expressão de V_c mais simplificada; ⁴ Nível de aproximação I; ⁵ Nível de aproximação III. * Viga com valor de $\rho_w f_{yw}$ próximo ao da ACI 318:2011 ($\rho_{w,min} f_{yw}=0,525\text{MPa}$) ** Viga com valor de $\rho_w f_{yw}$ próximo ao da EN 1992-1-1:2004 e do FIB MC 2010 ($\rho_{w,min} f_{yw}=0,677\text{MPa}$) *** Viga com valor de $\rho_w f_{yw}$ próximo ao da ABNT NBR 6118:2014 ($\rho_{w,min} f_{yw}=0,926\text{MPa}$)												

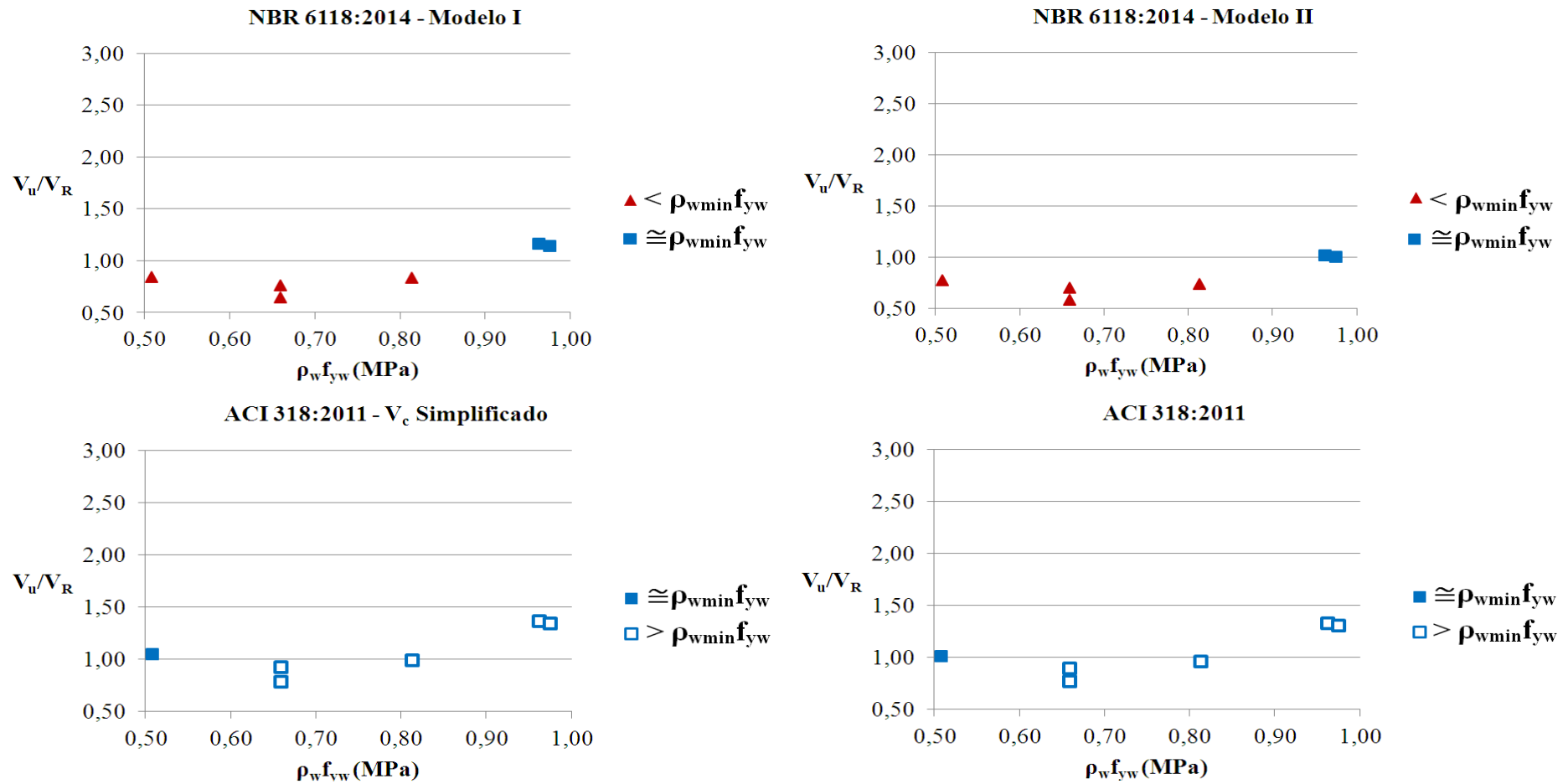


Figura 4.10 – Valores de V_u/V_R em função de $\rho_w f_{yw}$ e de $\rho_{wmin} f_{yw}$ da norma (continua).

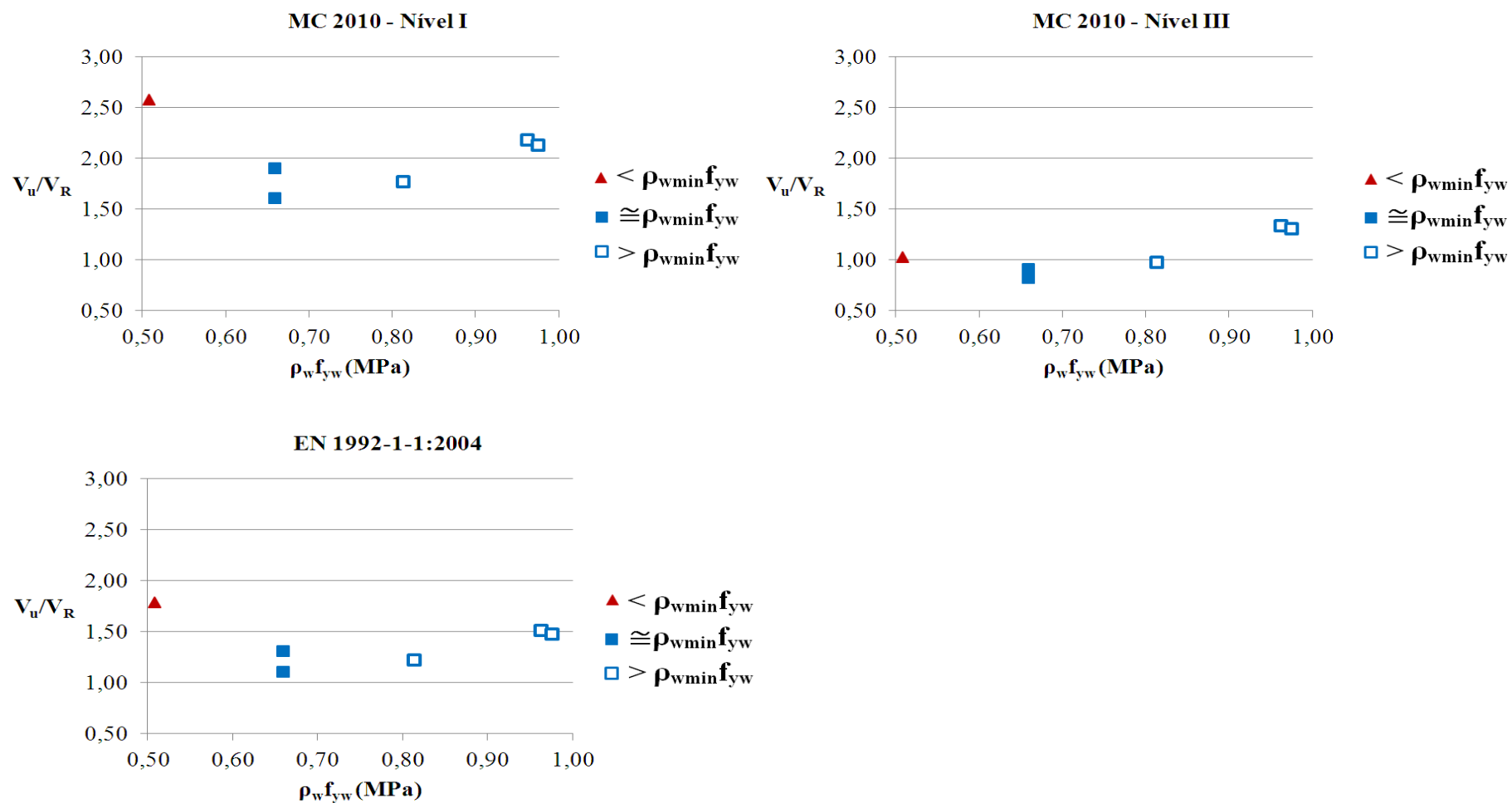


Figura 4.10 – Valores de V_u/V_R em função de $\rho_w f_{yw}$ e de $\rho_{wmin} f_{yw}$ da norma (continuação).

Tabela 4.5 – Valor da parcela V_c (kN) das vigas ensaiadas, segundo diferentes normas.

	V6 $V_u=253\text{kN}$ $\rho_w f_{yw}=0,962\text{MPa}$ $\rho=2,49\%$	V1 $V_u=251\text{kN}$ $\rho_w f_{yw}=0,975\text{MPa}$ $\rho=2,48\%$	V2 $V_u=174\text{kN}$ $\rho_w f_{yw}=0,813\text{MPa}$ $\rho=2,48\%$	V3 $V_u=151\text{kN}$ $\rho_w f_{yw}=0,659\text{MPa}$ $\rho=2,48\%$	V5 $V_u=128\text{kN}$ $\rho_w f_{yw}=0,659\text{MPa}$ $\rho=2,03\%$	V4 $V_u=158\text{kN}$ $\rho_w f_{yw}=0,508\text{MPa}$ $\rho=2,48\%$
NBR 6118:2014 ¹	151					
NBR 6118:2014 ²	132	132	135	138	138	141
ACI 318:2011 ³	112					
ACI 318:2011 ⁴	117				114	117
EN 1992-1-1:2004 ⁵	122*					
MC 2010 ⁶	70,9*					
MC 2010 ⁷	74,0		78,1	82,4	77,4	87,2

¹ Método I, $\theta=45^\circ$; ² Método II, $\theta=30^\circ$; ³ Expressão de V_c mais simplificada, $\theta=45^\circ$; ⁴ $\theta=45^\circ$; ⁵ $\theta=21,8^\circ$; ⁶ Nível de aproximação I, $\theta=30^\circ$;

⁷ Nível de aproximação III, θ entre $28,2^\circ$ e $30,3^\circ$

* Não considerada no cálculo de V_R , pois $V_R = V_s$

Tabela 4.6 – Valor de ε_s e θ das vigas ensaiadas de acordo com o procedimento FIB MC 2010, nível de aproximação III.

Viga	$\rho_w f_{yw}$ (MPa)	ρ (%)	ε_s (‰)	θ (°)
V6	0,962	2,49	2,02	30,2
V1	0,975	2,48	2,02	30,3
V2	0,813		1,88	29,6
V3	0,659		1,75	28,9
V5	0,659	2,03	2,02	30,3
V4	0,508	2,48	1,61	28,2

Para comparar a resistência à força cortante de vigas de CAA e CV, consideraram-se as vigas de CV ensaiadas por GARCIA (2002), que tinham taxas de armadura transversal próximas das mínimas de normas ($\rho_w f_{yw}$ entre 0 e 1,16MPa), $\rho=2,6\%$ e foram confeccionadas com concreto tendo também agregados do Rio de Janeiro e f_c em torno de 70MPa. O teor de agregado graúdo em volume era cerca de 40% (o do concreto das vigas deste estudo era aproximadamente 33%) e $d_{max}=19mm$ (o mesmo do concreto das vigas deste estudo). As vigas tinham $b_w=150mm$, $h=450mm$ ($d\sim 405mm$) e foram ensaiadas com cargas concentradas de maneira a ter-se a/d aproximadamente igual a 3,0. A menos das duas vigas que romperam com carga maior, a deformação específica da armadura longitudinal de tração das vigas foi menor que a de escoamento. Para levar em conta a diferença de dimensões da seção transversal, na comparação mostrada na figura 4.11, adotou-se a tensão cisalhante nominal $V_u/b_w d$. Essa figura sugere haver tendência de menores valores de $V_u/b_w d$ para as vigas de CAA.

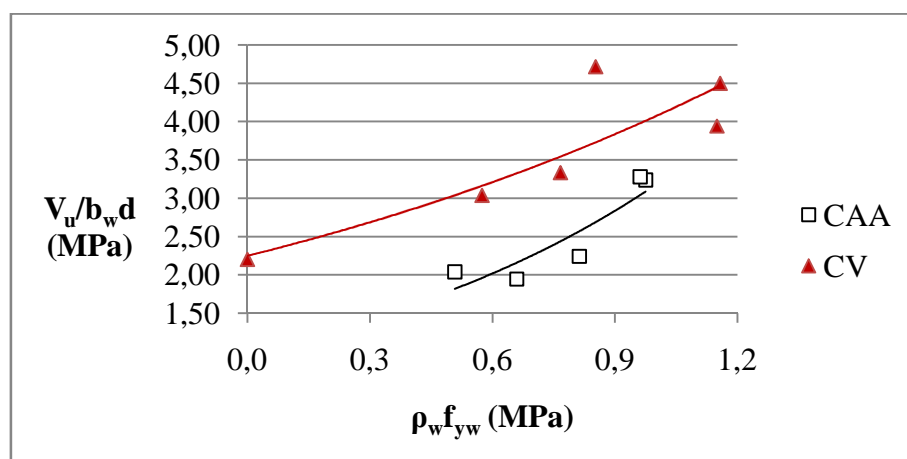


Figura 4.11 – Comparação dos valores de $V_u/b_w d$ das vigas de CAA deste estudo com os das vigas de CV ensaiadas por GARCIA (2002).

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Resistência à força cortante de elementos de concreto armado têm sido objeto de investigação por mais de cem anos, mas, apesar disso, esse assunto está longe de ser esgotado.

Desde os anos 60 é reconhecida a importância do engrenamento dos agregados na resistência à força cortante de vigas de concreto armado. A contribuição desse mecanismo resistente depende de vários fatores, como teor, tipo e dimensão máxima dos agregados, qualidade da ligação pasta-agregados e taxas de armaduras longitudinal e transversal, e, por conta disso, é de difícil quantificação. Há que se pontuar que, nos estudos publicados, nem sempre são dadas as características dos agregados usados nos concretos, que podem ser as mais variadas.

A boa aderência pasta-agregados em concretos de alta resistência pode levar a fissuras atravessando os agregados, em vez de contorná-los, diminuindo, assim, a capacidade de transmitir força cortante entre superfícies de fissuras, decorrente da diminuição da rugosidade dessas superfícies. Menores teor e dimensão máxima dos agregados graúdos também acarretam diminuição dessa rugosidade. Sendo a abertura das fissuras outro parâmetro relevante, as taxas de armaduras longitudinal e transversal, parâmetros controladores dessa abertura, também têm importante papel na resistência à força cortante, estando essas taxas associadas também à contribuição do efeito de pino para a resistência à força cortante e, no caso da de armadura longitudinal, à contribuição da região comprimida.

Tendo os CAA menor teor de agregado graúdo e possibilidade de menor dimensão máxima de agregado que os CV, existe a tendência de elementos feitos com CAA terem menor resistência à força cortante que elementos semelhantes de CV, havendo comprovação experimental disso para elementos sem armadura transversal, e de que há maior diferença à medida que a altura dos elementos é aumentada e a taxa de armadura longitudinal de tração é diminuída, casos em que tem-se maior abertura da fissura diagonal crítica.

Nos elementos com armadura transversal, embora haja alguma evidência de que a influência da fratura, do teor e da dimensão máxima dos agregados possa ser menor que nos sem essa armadura, não há estudos sistemáticos sobre isso. Entendeu-se que pelo menos o particular caso de vigas esbeltas de CAA de alta resistência com baixas taxas de armadura transversal mereceria investigação.

A armadura transversal mínima de vigas que consta de normas de projeto de estruturas de concreto objetiva evitar ruptura brusca logo após a formação da fissura diagonal crítica e prover as vigas de alguma ductilidade. As expressões de $\rho_{w,min}f_{yw}$ das normas são simplistas, dependendo apenas da resistência do concreto, mas a força cortante sob a qual aparece a fissura diagonal crítica depende de vários outros fatores. As expressões de diferentes normas podem levar a valores de $\rho_{w,min}f_{yw}$ bem diferentes. Também as resistências à força cortante calculadas segundo procedimentos de diferentes normas podem diferir consideravelmente. No caso do FIB MC 2010, tem-se diferenças relevantes entre as resistências obtidas usando os níveis de aproximação I e III.

O programa experimental deste estudo visou investigar o comportamento de vigas de CAA de alta resistência com baixas taxas de armadura transversal e altura usual de vigas de edificações. Ele mostrou que

- vigas feitas de CAA com agregados do Rio de Janeiro tendem a ter tensão cisalhante nominal resistente menor que a de vigas de CV também com f_c da ordem de 70MPa, taxa de armadura longitudinal semelhante e valores de $\rho_w f_{yw}$ próximos dos de $\rho_{w,min}f_{yw}$ de normas.
- como no de vigas sem armadura transversal, no caso de vigas com essa armadura, a taxa de armadura longitudinal de tração tem papel relevante no comportamento à força cortante. Maior taxa de armadura longitudinal leva a maior restrição no aumento da abertura das fissuras inclinadas originalmente de flexão, retardando a sua evolução para fissura diagonal crítica.
- a fissura diagonal crítica pode surgir já apresentando grande abertura, devido à pouca capacidade das baixas taxas de armadura transversal de controlarem essa abertura.
- nem sempre as fórmulas de normas levam a resistência à força cortante conservadora de vigas com valores de $\rho_w f_{yw}$ próximos do de $\rho_{w,min}f_{yw}$ por elas definido. Colocando-se os procedimentos de normas para cálculo da resistência à força cortante em nível decrescente de conservadorismo, para as vigas ensaiadas, tem-se: nível de aproximação I do FIB MC 2010, EN 1992-1-1:2004, ACI 318:2011 e nível de aproximação III do FIB MC 2010, ABNT NBR 6118:2014.

- armadura transversal de barras de aço com maior relação f_{st}/f_y pode evitar a ruptura dessa armadura em vigas com baixos valores de $\rho_w f_{yw}$.
- levando em conta que, numa situação de dimensionamento real, deve-se ter deformação específica da armadura longitudinal maior que a verificada nos ensaios deste estudo, dos $\rho_w f_{yw}$ adotados, o de maior valor seria o mais indicado para ser o mínimo, que fica próximo do dado pela fórmula proposta por SHEHATA *et al.* (2003), que é $\rho_{w,min} f_{yw} = 0,06 f_{ck}^{0,67}$ (f_{yw} e f_{ck} em MPa).

Tendo em vista o caráter limitado do estudo realizado, considera-se recomendável a realização de estudos experimentais envolvendo vigas de CAA e de CV (para efeito de comparação) de alta resistência produzidos com agregados graúdos de diferentes tipos e dimensão máxima usados no Brasil, particularmente os de calcário, com maiores alturas e diferentes taxas de armaduras longitudinal de tração e transversal.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABED, A. H., 2012, “Shear Behavior of Self Compacting R.C. I-Beams”, **Journal of Engineering and Development**, v.16, n.4, pp. 1-16.

ALBAJAR, J. S., 2008, **The influence of aggregate fracture on the shear strength of reinforced concrete beams**. Tese de Doutorado, University of London, Inglaterra.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS – AASHTO, 2004, **AASHTO LRFD Bridge Design Specifications**, Washington, EUA.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2011, **ACI 318-11: Building Code Requirements for Structural Concrete – and Commentary**. Farmington Hills, EUA.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM), 2010, **ASTM C1610/C1610M-10: Standard test method for static segregation of self consolidating concrete using column technique**. EUA.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM), 2009, **ASTM C1611/C1611M-09b: Standard test method for slump flow of self consolidating concrete**. EUA.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM), 2009, **ASTM C1712-09: Rapid assessment of static segregation resistance of self consolidating concrete using penetration test**. EUA.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM), 2009, **ASTM C1621/C1621M-09b: Standard test method for passing ability of self consolidating concrete by J-ring**. EUA.

ANGELAKOS, D., BENTZ, E. C., COLLINS, M. P., 2001, “Effect of concrete strength and minimum stirrups on shear strength of large members”, **ACI Structural Journal**, v.98, n.3, pp.290-300.

AREZOUMANDI, M., VOLZ, J. F., 2013, “Shear strength of chemically-based self-consolidating concrete beams – Fracture mechanics approach vs. modified compression field theory”, **Journal of Materials in Civil Engineering**, 11 de Abril de 2013, 35p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA DE CONCRETO (ABCIC), 2012, Anuário 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, **ABNT NBR 7480:2007: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação**. Rio de Janeiro, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, **ABNT NBR 5739:2007: Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, **ABNT NBR 8522:2008: Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão**. Rio de Janeiro, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010, **ABNT NBR 15823-1:2010: Concreto Auto-adensável Parte 1: Classificação, controle e aceitação no estado fresco**. Rio de Janeiro, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010, **ABNT NBR 15823-2:2010: Concreto Auto-adensável Parte 2: Determinação do espalhamento e do tempo de escoamento – Método do Cone de Abrams**. Rio de Janeiro, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010, **ABNT NBR 15823-3:2010: Concreto Auto-adensável Parte 3: Determinação da habilidade passante – Método do anel J**. Rio de Janeiro, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010, **ABNT NBR 15823-4:2010: Concreto Auto-adensável Parte 4: Determinação da habilidade passante – Método da caixa L**. Rio de Janeiro, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010, **ABNT NBR 15823-5:2010: Concreto Auto-adensável Parte 5: Determinação da viscosidade– Método do funil V**. Rio de Janeiro, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010, **ABNT NBR 15823-6:2010: Concreto Auto-adensável Parte 6: Determinação da resistência à segregação – Método da coluna de segregação**. Rio de Janeiro, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011, **ABNT NBR 7222:2011: Concreto e Argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, **ABNT NBR ISO 6892-1:2013: Materiais metálicos – Ensaio de tração – Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente**. Rio de Janeiro, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, **ABNT NBR 6118:2014: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, Brasil.

ATSHAN, A. F., 2012, “Shear Behavior of self compacting concrete”, **Journal of Engineering and Development**, v.16, n.2, pp.289-305.

AZIZ, A. H., YOUSIF, M. Z., SALMAN, L. K., 2012, “Experimental evaluation of effect of flange dimensions on shear behavior of NSC and SCC double tee beams”, **Journal of Engineering and Development**, v.30, n.10, pp.3039-3053.

BENTZ, E. C., 2000, **Sectional Analysis of reinforced concrete members. Tese de doutorado**. University of Toronto, Toronto, Canadá.

BEYGI, M. H. A., AMIRI, J. V., MOAZEN, A. R., *et al.*, 25-27 de Agosto de 2008, “The investigation of effect of steel fiber on the shear behavior of self compacting concrete beams with normal and high strength”. In: **33rd Conference on OUR WORLD IN CONCRETE & STRUCTURES**, Singapura.

BOEL, V., HELINCKS, P., DESNERCK, P., SCHUTTER, G., 2010, “Bond behaviour and shear capacity of self-compacting concrete”, In: **Proceedings of SCC 2010**, Montreal, Canadá, pp.343-353.

CANADIAN STANDARD ASSOCIATION, 2006, **CSA A23.3-04: Design of concrete structures**, Concrete design handbook, Cement Association of Canada, Ottawa, Canada.

CHOI, Y. W., LEE, H. K., CHU, S. B., *et al.*, 2012, “Shear behavior and performance of deep beams made with self-compacting concrete”, **International Journal of Concrete Structures and Materials**, v.6, n.2, pp.65-78.

COLLINS, M.P., MITCHELL, D., 1990, **Prestressed Concrete Structures**, Londres, Inglaterra, Prentice Hall International Limited.

COUTINHO, B. S., 2011, **Propriedades e comportamento estrutural do concreto auto-adensável**. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

CUENCA, E., SERNA, P., PELUFO, M. J., 2009, “Structural behavior of self-compacting and fiber reinforced concrete under shear loading”, In: **Proceedings of International Association for Shell and Spatial Structures Symposium**, Valencia, Espanha, pp.2920-2931.

EFNARC, 2002, **Specification and Guidelines for Self-compacting Concrete**, Surrey, UK.

EIBL, J., 1995, **Concrete structures euro-design handbook**, Ernst & Sohn Verlag, Berlin.

EL-NAWAWY, O. A., GHALLAB, A. H., EL-ALFY, M. A., 2011, “Shear Behavior of Self-Compacting High Strength concrete I-beams”. Disponível em: <http://academia.edu/2048487/Shear_behaviour_of_selfcompacting_high_strength_concrete_I-beams>. Acesso em: 02 Julho de 2013, 15:07.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, 2004, **EN 1992-1-1:2004: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings**, Bruxelas, Bélgica.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, 2010, **EN 206-9:2010:Additional Rules for Self-compacting Concrete (SCC)**, Bruxelas, Bélgica.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, 2010, **EN 12350-8:2010: Testing Fresh Concrete – Part 8: Self-Compacting Concrete – Slump-Flow**, Bruxelas, Bélgica.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, 2010, **EN 12350-9:2010: Testing Fresh Concrete – Part 9: Self-Compacting Concrete – V-Funnel Test**, Bruxelas, Bélgica.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, 2010, **EN 12350-10:2010: Testing Fresh Concrete – Part 10: Self-Compacting Concrete – L-Box Test**, Bruxelas, Bélgica.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, 2010, **EN 12350-11:2010: Testing Fresh Concrete – Part 11: Self-Compacting Concrete – Sieve Segregation Test**, Bruxelas, Bélgica.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, 2010, **EN 12350-12:2010: Testing Fresh Concrete – Part 12: Self-Compacting Concrete – J-Ring Test**, Bruxelas, Bélgica.

FENWICK, R. C., PAULAY, T., 1968, “Mechanism of shear resistance of concrete beams”, **Journal of Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers**, v.94, n.ST10, pp.2325-2350.

GARCIA, S. L. G., 2002, **Taxa de armadura transversal mínima em vigas de concreto armado**. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

HASSAN, A.A.A., HOSSAIN, K.M.A., LACHEMI, M., 2008, “Behavior of full scale self-consolidating concrete beams in shear”, **Cement & Concrete Composites**, v.30, n.7, pp.588-596.

HASSAN, A.A.A., HOSSAIN, K.M.A., LACHEMI, M., 2010, “Strength, cracking and deflection performance of large-scale self-consolidating concrete beams subjected to shear failure”, **Engineering Structures**, v.32, n.5, p.1262-1271.

HSU, T.T.C., 1996, “In search of contribution of concrete V_c in membrane elements”, **artigo apresentado ao ACI-ASCE Committee 445**, 23p.

INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE (FIB), 2013, **FIB Model Code for Concrete Structures 2010**, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, Alemanha.

KANI, G., 1964, “The riddle of shear failure and its solution”, **ACI Journal**, v.61, n.4, pp. 441-467.

KHAJA, M, N., SHERWOOD, E, G., 2013, “Does the shear strength of reinforced concrete beams and slabs depend upon the flexural reinforcement ratio or the reinforcement strain?”, **Canadian Journal of Civil Engineering**, 36p.

KHAYAT, K. H., 1999, “Workability, testing, and performance of self-consolidating concrete”, **ACI Materials Journal**, v.96, n.3, pp.346-354.

KONIG, G, FISCHER, J., 1995, “Model uncertainties concerning design equations for the shear capacity of concrete members without shear reinforcement”, **CEB bulletin** **224**, pp.49-100.

JOHNSON, M. K., RAMIREZ, J. A., 1989, “Minimum shear reinforcement in beams with higher strength concrete”, **ACI Structural Journal**, v.86, n.4, pp.376-382.

LACHEMI, M., HOSSAIN, K.M.A., LAMBROS, V., 2005, “Shear resistance of self-consolidating concrete beams – experimental investigations”, **Canadian Journal of Civil Engineering**, v.32, n.6, pp.1103-1113.

LEE, J., KIM, U., 2008, “Effect of longitudinal tensile reinforcement ratio and shear span-depth ratio on minimum shear reinforcement in beams”, **ACI Structural Journal**, v.105, n.2, pp.134-144

LEEMANN, A.; LURA, P.; LOSER, R., 2011, “Shrinkage and creep of SCC – The influence of paste volume and binder composition”, **Construction and Buildings Materials**, v.25, n.5, p.2283-2289.

LEONHARDT, F.; MONNIG, E., 2008, **Construções de concreto**, v.1. 2 ed. Rio de Janeiro, Interciência.

LIN, C., CHEN, J., 2012, “Shear behavior of self-consolidating concrete beams”, **ACI Structural Journal**, v.109, n.3, pp.307-316.

MAHMOUD, K. S., 2012, “Experimental study of the shear behavior of self compacted concrete T-beams”, **Journal of Engineering and Development**, v.16, n.1, pp. 120-137.

OKAMURA, H., OUCHI, M., 2003, “Self-compacting concrete”, **Journal of Advanced Technology**, v.1, n.1, pp.5-15.

RAO, G. A., INJAGANERI, S. K.S., 2011, “Evaluation of minimum shear reinforcement in reinforced concrete beams”, In: **ICSECM Conference 2011**, Disponível em:

<www.civil.mrt.ac.lk/conference/ICSECM_2011/SEC-11-115.pdf>. Acesso em: 28 Fev. 2014.

REGAN, P.E., KENNEDY-REID, I. L., PULLEN, A. D., *et al.*, 2005, “The influence of aggregate type on the shear resistance of reinforced concrete”, **The Structural Engineer**, v.83, n.23/24, pp.27-32.

REGAN, P., 2000, “Aspects of diagonal tension in reinforced concrete”, **Structural Concrete**, v.1, n.3, pp.119-132.

REGAN, P., 2010, “Ultimate limit state principles”, bulletin 52, **Structural concrete**, v.2, International Federation for Structural Concrete (fib), pp.171-249.

SAGASETA, J., VOLLUM, R.L., 2011, “Influence of beam cross-section, loading arrangement and aggregate type on shear strength,” **Magazine of Concrete Research**, v.63, n.2, pp.139-155.

SAFAN, M. A., 2012, “Shear strength of concrete beams cast with self-compacting concrete containing different fillers and coarse aggregates”, **Canadian Journal of Civil Engineering**, v.39, N.7, pp.760-770.

SALMAN, M. M., JARALLAH, H. K., DELEF, A. N., 2013, “Experimental study for shear behavior of hybrid self-compacting concrete beams”, **Journal of Engineering and Development**, v.17, n.2, pp. 97-118.

SARKAR, S., BOSE, O, A, B., 1999, “Shear stress contributions and failure mechanisms of high strength reinforced concrete beams”, **Materials and Structures**, v.32, n.216, pp.112-116.

SCC EUROPEAN PROJECT GROUP, 2005, **The european Guidelines for Self-compacting Concrete – Specification, Production and Use**, 63p.

SHAH, D. L., MODHERA, C. D., 2010, “Evaluation of shear strength of self-compacting concrete deep beam”, **International Journal of Advanced Engineering Technology**, v.1, n.2, pp.292-305.

SHEHATA, L. C. D., COUTINHO, B. S., SHEHATA, I. A. M., 2012, “Comportamento estrutural do concreto auto-adensável”, In: **Anais I Simpósio Latino Americano sobre concreto auto-adensável**, Maceió, Alagoas, Brasil.

SHEHATA, I. A. E. M., SHEHATA, L. C. D., GARCIA, S. L. G., 2003, “Minimum steel ratios in reinforced concrete beams of concrete with different strength – theoretical approach”, **Materials and Structures**, v.36, n.1, pp.3-11.

SHERWOOD, E. G., BENTS, E. C., COLLINS, M. P., 2007, “Effect of aggregate size on beam-shear strength of thick slabs”, **ACI Structural Journal**, v.104, n.2, pp.180-190.

SHERWOOD, E. G., 2008, **One-way shear behaviour of large, lightly-reinforced concrete beams and slabs**. Tese de doutorado, University of Toronto, Toronto, Canadá.

SIGRIST, V., HACKBARTH, B., 2012, “Design and analysis of members in shear”, **In: Design of Concrete Structures Using Eurocodes – Third International Workshop**, Vienna, Austria, 8p.

SIGRIST, V., BENTZ, E., RUIZ, M. F., *et al.*, 2013, “Background to the fib model code 2010 shear provisions – part I: beams and slabs”, **Structural Concrete**, v.14, n.3, pp.195-203.

SNEED, L.H., RAMIREZ, J.A., 2009, **Evaluation of minimum shear reinforcement requirements in non-prestressed beams without distributed horizontal reinforcement**, ACI SP-265, American Concrete Institute, pp.405-425.

SWAMY, R.N., BANDYOPADHYAY, A.K., ERIKITOLA, M.K., 1973, “Influence of flange width on the shear behaviour of reinforced concrete T Beams”, **ICE Proceedings**, v.55, n.1, p.167-190.

TAYLOR, H. P. J., 1974, “The fundamental behavior of reinforced concrete beams in bending and shear”, **American Concrete Institute**, ACI SP 42-3, p.43-77.

THE EUROPEAN CONCRETE PLATFORM, 2008, **Commentary Eurocode 2**, Disponível em www.efca.info/downloads/Commentary_to_Eurocode.pdf Acesso em , .2014/01/14

TUTIKIAN, B. F., 2004, **Método para dosagem de concretos auto-adensáveis**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.

WALRAVEN, J.C., 1980, **Aggregate interlock: A theoretical and experimental analysis**. Tese de Doutorado, Delft University, Delft, Holanda.

WIGHT, J. K., MACGREGOR, J. G., 2012, **Reinforced Concrete – Mechanics and Desing**, 6ªed, Upper Saddle River, Pearson.

YANG, Y., 2012, “Shear capacity of reinforced concrete beams under complex loading conditions”, **In: Proceedings of the 9th International PhD Symposium in Civil Engineering**, pp.43-48, Karlsruhe Institute of Technology, Karlsruhe, Germany.

YU, Q., BAZANT, Z. P., 2011, “Can stirrups suppress size effect on shear strength of RC beams?”, **Journal of Structural Engineering**, v.137, n.5, pp.607-617.

APÊNDICE A

Resumo dos dados das vigas estudadas

Tabela A.1 – Resumo dos dados das vigas estudadas (continua).

	Tipo de Concreto	d_{max}	a/d	f_c	ρ	b_w	d	$\rho_w f_{yw}$	V_u	NBR 6118:2014		ACI 318:2011		EN 1992-1-1:2004		MC 2010	
										V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R
LACHEML, et al. (2005)	CV	12	2,15	51,0	1,60	100	124	0	23,5	20,9	1,13	15,1	1,56	19,4	1,21	12,6	1,87
	CV	12	2,15	51,0	1,60	100	124	0	20,0	20,9	0,959	15,1	1,33	19,4	1,03	12,6	1,59
	CAA	12	2,15	54,0	1,60	100	124	0	19,5	21,4	0,912	15,5	1,26	19,7	0,988	13,0	1,51
	CAA	12	2,15	54,0	1,60	100	124	0	25,0	21,4	1,17	15,5	1,61	19,7	1,27	13,0	1,93
	CAA	19	2,15	58,0	1,60	100	124	0	31,5	22,1	1,43	16,1	1,96	20,2	1,56	13,4	2,35
	CAA	19	2,15	58,0	1,60	100	124	0	20,0	22,1	0,906	16,1	1,25	20,2	0,990	13,4	1,49
HASSAN, et al. (2008 e 2010)	CV	10	3,66	47,0	1,46	400	103	0	77,0	67,3	1,14	47,8	1,61	60,4	1,27	40,8	1,89
	CV	10	3,75	47,0	3,00	400	100	0	84,0	65,6	1,28	46,6	1,80	65,5	1,28	39,9	2,10
	CV	10	3,08	47,0	1,23	400	203	0	122	133	0,918	94,4	1,29	112	1,09	73,3	1,67
	CV	10	3,16	47,0	2,53	400	198	0	135	130	1,04	92,1	1,47	129	1,04	71,8	1,88
	CV	10	2,92	47,0	1,21	400	311	0	165	204	0,810	145	1,14	155	1,06	102	1,61
	CV	10	2,97	47,0	2,45	400	306	0	175	201	0,873	142	1,23	181	0,967	101	1,73
	CV	10	2,79	47,0	1,12	400	448	0	202	294	0,688	209	0,968	201	1,00	132	1,53
	CV	10	2,82	47,0	2,26	400	443	0	228	290	0,785	206	1,11	242	0,941	131	1,74
	CV	10	2,80	47,0	1,12	400	668	0	284	438	0,648	311	0,913	279	1,02	169	1,68
	CV	10	2,88	47,0	2,31	400	651	0	325	427	0,761	303	1,07	331	0,982	167	1,95
d_{max} , b_w e d em mm f_c e $\rho_w f_{yw}$ em MPa V_u e V_R em kN ρ em %																	

Tabela A.1 – Resumo dos dados das vigas estudadas (continuação).

	Tipo de Concreto	d_{\max}	a/d	f_c	ρ	b_w	d	$\rho_w f_{yw}$	V_u	NBR 6118:2014		ACI 318:2011		EN 1992-1-1:2004		MC 2010	
										V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R
HASSAN, <i>et al.</i> (2008 e 2010)	CAA	10	3,66	45,0	1,46	400	103	0	73,0	65,4	1,12	46,8	1,56	59,6	1,23	39,9	1,83
	CAA	10	3,75	45,0	3,00	400	100	0	80,5	63,8	1,26	45,6	1,76	64,5	1,25	39,1	2,06
	CAA	10	3,08	45,0	1,23	400	203	0	114	129	0,883	92,4	1,23	111	1,03	71,7	1,59
	CAA	10	3,16	45,0	2,53	400	198	0	126	126	1,00	90,1	1,40	127	0,989	70,2	1,79
	CAA	10	2,92	45,0	1,21	400	311	0	149	198	0,753	142	1,05	153	0,976	100	1,49
	CAA	10	2,97	45,0	2,45	400	306	0	163	195	0,837	139	1,17	178	0,914	98,8	1,65
	CAA	10	2,79	45,0	1,12	400	448	0	174	285	0,610	204	0,852	199	0,876	129	1,34
	CAA	10	2,82	45,0	2,26	400	443	0	219	282	0,776	202	1,08	239	0,917	128	1,71
	CAA	10	2,80	45,0	1,12	400	668	0	236	426	0,554	304	0,775	275	0,859	166	1,42
	CAA	10	2,88	45,0	2,31	400	651	0	301	415	0,726	297	1,01	326	0,923	163	1,84
BEYGI <i>et al.</i> (2008)	CAA	-	2,50	28,1	1,60	180	160	1,02	100	60,0	1,67	55,3	1,81	66,1	1,51	45,8	2,18
	CAA	-	2,50	28,1	1,60	180	160	0,817	87,5	54,7	1,60	49,5	1,77	52,9	1,65	36,7	2,39
	CAA	-	2,50	53,7	2,09	180	160	1,02	128	76,0	1,68	65,3	1,96	66,1	1,94	45,8	2,80
	CAA	-	2,50	53,7	2,09	180	160	0,817	120	70,7	1,70	59,4	2,02	52,9	2,27	36,7	3,27
CUENCA <i>et al.</i> (2009)	CV	10	3,20	50,5	3,00	200	655	0,850	358	320	1,12	270	1,33	251	1,43	174	2,06
	CAA	10	3,20	53,8	3,00	200	655	0,850	365	326	1,12	275	1,33	251	1,46	174	2,10
d_{\max} , b_w e d em mm f_c e $\rho_w f_{yw}$ em MPa V_u e V_R em kN ρ em %																	

Tabela A.1 – Resumo dos dados das vigas estudadas (continuação).

	Tipo de Concreto	d_{\max}	a/d	f_c	ρ	b_w	d	$\rho_w f_{yw}$	V_u	NBR 6118:2014		ACI 318:2011		EN 1992-1-1:2004		MC 2010	
										V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R
BOEL <i>et al.</i> (2010)	CV	16	2,00	50,1	1,20	100	130	0	26,4	21,7	1,22	15,6	1,69	18,3	1,44	13,0	2,03
	CV	16	2,50	50,1	1,20	100	130	0	21,7	21,7	1,00	15,6	1,39	18,3	1,19	13,0	1,67
	CV	16	3,00	50,1	1,20	100	130	0	20,9	21,7	0,964	15,6	1,34	18,3	1,14	13,0	1,61
	CAA	16	2,00	60,7	1,20	100	130	0	28,4	23,6	1,20	17,2	1,65	19,5	1,45	14,3	1,98
	CAA	16	2,50	60,7	1,20	100	130	0	24,0	23,6	1,02	17,2	1,39	19,5	1,23	14,3	1,67
	CAA	16	3,00	60,7	1,20	100	130	0	22,4	23,6	0,947	17,2	1,30	19,5	1,14	14,3	1,56
	CAA	16	2,00	55,8	1,20	100	130	0	25,3	22,8	1,11	16,5	1,53	19,0	1,33	13,7	1,85
	CAA	16	2,50	55,8	1,20	100	130	0	21,2	22,8	0,932	16,5	1,28	19,0	1,12	13,7	1,54
ABED (2012)	CAA	16	3,00	55,8	1,20	100	130	0	20,3	22,8	0,893	16,5	1,23	19,0	1,07	13,7	1,48
	CAA	10	2,03	29,4	1,45	60,0	230	0	37,5	16,6	2,26	12,7	2,95	16,8	2,24	9,60	3,89
	CAA	10	2,03	41,4	1,45	60,0	230	0	42,0	20,8	2,02	15,1	2,78	18,8	2,23	11,4	3,68
	CAA	10	2,03	49,2	1,45	60,0	230	0	44,0	23,3	1,88	16,5	2,67	19,9	2,21	12,5	3,53
	CAA	10	2,03	29,4	1,45	60,0	230	1,27	53,5	32,3	1,65	30,2	1,77	39,4	1,36	27,3	1,96
	CAA	10	2,03	41,4	1,45	60,0	230	1,27	58,0	36,6	1,59	32,6	1,78	39,4	1,47	27,3	2,12
	CAA	10	2,03	49,2	1,45	60,0	230	1,27	61,5	39,1	1,57	34,0	1,81	39,4	1,56	27,3	2,25

d_{\max} , b_w e d em mm
 f_c e $\rho_w f_{yw}$ em MPa
 V_u e V_R em kN
 ρ em %

Tabela A.1 – Resumo dos dados das vigas estudadas (continuação).

	Tipo de Concreto	d_{max}	a/d	f_c	ρ	b_w	d	$\rho_w f_{yw}$	V_u	NBR 6118:2014		ACI 318:2011		EN 1992-1-1:2004		MC 2010	
										V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R
SAFAN (2012)	CAA	19	2,60	75,0	1,16	100	135	0	23,7	26,7	0,886	19,9	1,19	21,5	1,10	16,4	1,44
	CAA	19	2,60	75,0	1,68	100	135	0	25,3	26,7	0,946	19,9	1,27	24,4	1,04	16,4	1,54
	CAA	19	2,60	56,0	1,16	100	135	0	18,0	23,7	0,761	17,2	1,05	19,5	0,921	14,2	1,27
	CAA	19	2,60	56,0	1,68	100	135	0	20,8	23,7	0,879	17,2	1,21	22,1	0,941	14,2	1,46
	CAA	19	2,60	64,0	1,16	100	135	0	19,8	25,1	0,790	18,4	1,08	20,4	0,969	15,2	1,30
	CAA	19	2,60	64,0	1,68	100	135	0	21,8	25,1	0,870	18,4	1,19	23,1	0,943	15,2	1,44
	CAA	19	2,60	47,0	1,16	100	135	0	16,3	22,2	0,736	15,7	1,04	18,4	0,885	13,0	1,25
	CAA	19	2,60	47,0	1,68	100	135	0	17,5	22,2	0,790	15,7	1,11	20,8	0,839	13,0	1,34
	CAA	19	2,60	53,0	1,16	100	135	0	19,3	23,1	0,836	16,7	1,16	19,2	1,01	13,8	1,40
	CAA	19	2,60	53,0	1,68	100	135	0	23,7	23,1	1,03	16,7	1,42	21,7	1,09	13,8	1,71
	CAA	19	2,60	37,0	1,16	100	135	0	21,2	18,9	1,12	14,0	1,52	17,0	1,25	11,5	1,84
	CAA	19	2,60	37,0	1,68	100	135	0	22,5	18,9	1,19	14,0	1,61	19,3	1,17	11,5	1,95
	CAA	19	2,60	55,0	1,16	100	135	0	19,0	23,5	0,809	17,0	1,12	19,4	0,978	14,1	1,35
	CAA	19	2,60	55,0	1,68	100	135	0	22,4	23,5	0,954	17,0	1,32	22,0	1,02	14,1	1,59
	CAA	19	2,60	37,0	1,16	100	135	0	18,3	18,9	0,969	14,0	1,31	17,0	1,08	11,5	1,58
	CAA	19	2,60	37,0	1,68	100	135	0	19,0	18,9	1,01	14,0	1,36	19,3	0,987	11,5	1,65
	CAA	19	2,60	51,0	1,16	100	135	0	19,6	22,7	0,863	16,4	1,20	18,9	1,04	13,6	1,45
d_{max} , b_w e d em mm f_c e $\rho_w f_{yw}$ em MPa V_u e V_R em kN ρ em %																	

Tabela A.1 – Resumo dos dados das vigas estudadas (continuação).

	Tipo de Concreto	d_{\max}	a/d	f_c	ρ	b_w	d	$\rho_w f_{yw}$	V_u	NBR 6118:2014		ACI 318:2011		EN 1992-1-1:2004		MC 2010	
										V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R
SAFAN (2012)	CAA	19	2,60	51,0	1,68	100	135	0	22,5	22,7	0,991	16,4	1,37	21,4	1,05	13,6	1,66
	CAA	19	2,60	33,0	1,16	100	135	0	14,7	17,5	0,840	13,2	1,12	16,4	0,897	10,9	1,35
	CAA	19	2,60	33,0	1,68	100	135	0	18,8	17,5	1,07	13,2	1,43	18,5	1,01	10,9	1,72
	CAA	19	2,60	48,0	1,16	100	135	0	21,7	22,5	0,966	15,9	1,36	18,6	1,17	13,2	1,65
	CAA	19	2,60	48,0	1,68	100	135	0	22,1	22,5	0,984	15,9	1,39	21,0	1,05	13,2	1,68
	CAA	19	2,60	30,0	1,16	100	135	0	19,0	16,4	1,16	12,6	1,51	15,9	1,20	10,4	1,83
	CAA	19	2,60	30,0	1,68	100	135	0	20,1	16,4	1,22	12,6	1,60	18,0	1,12	10,4	1,93
	CAA	19	2,60	41,0	1,16	100	135	0	15,1	20,2	0,747	14,7	1,03	17,6	0,858	12,2	1,24
	CAA	19	2,60	41,0	1,68	100	135	0	19,8	20,2	0,979	14,7	1,35	19,9	0,994	12,2	1,63
	CAA	19	2,60	26,0	1,16	100	135	0	19,5	14,9	1,31	11,7	1,67	15,1	1,29	9,68	2,01
	CAA	19	2,60	26,0	1,68	100	135	0	16,8	14,9	1,13	11,7	1,44	17,1	0,982	9,68	1,74
LIN e CHEN (2012)	CV	19	3,00	29,6	4,50	240	273	1,36	238	159	1,50	150	1,59	200	1,19	139	1,71
	CV	19	3,00	40,3	4,50	240	273	1,36	300	177	1,69	160	1,88	200	1,50	139	2,16
	CV	19	3,00	48,6	4,50	240	273	1,36	309	190	1,63	167	1,85	200	1,54	139	2,22
	CV	19	2,50	40,2	4,50	240	273	1,36	360	177	2,03	160	2,25	200	1,80	139	2,59
	CV	19	3,50	38,5	4,50	240	273	1,36	233	174	1,34	158	1,47	200	1,16	139	1,68
	CV	19	3,00	39,1	4,50	240	273	1,54	317	186	1,71	171	1,86	227	1,40	157	2,02
	CV	19	3,00	38,8	4,50	240	273	1,82	300	202	1,49	189	1,59	268	1,12	186	1,61
d_{\max} , b_w e d em mm f_c e $\rho_w f_{yw}$ em MPa V_u e V_R em kN ρ em %																	

Tabela A.1 – Resumo dos dados das vigas estudadas (continuação).

	Tipo de Concreto	d_{\max}	a/d	f_c	ρ	b_w	d	$\rho_w f_{yw}$	V_u	NBR 6118:2014		ACI 318:2011		EN 1992-1-1:2004		MC 2010	
										V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R
LIN e CHEN (2012)	CV	19	3,00	39,0	4,50	240	273	1,60	294	189	1,55	174	1,69	236	1,25	163	1,80
	CAA	10	3,00	32,8	4,50	240	273	1,36	269	165	1,63	153	1,76	200	1,34	139	1,94
	CAA	10	3,00	38,7	4,50	240	273	1,36	295	175	1,69	158	1,86	200	1,47	139	2,12
	CAA	10	3,00	47,8	4,50	240	273	1,36	320	189	1,69	166	1,93	200	1,60	139	2,30
	CAA	10	2,50	39,0	4,50	240	273	1,36	324	175	1,85	159	2,04	200	1,62	139	2,33
	CAA	10	3,50	40,2	4,50	240	273	1,36	282	177	1,59	160	1,77	200	1,41	139	2,03
	CAA	10	3,00	42,3	4,50	240	273	1,54	338	191	1,77	173	1,95	227	1,49	157	2,15
	CAA	10	3,00	39,0	4,50	240	273	1,82	311	202	1,54	189	1,65	268	1,16	186	1,67
	CAA	10	3,00	40,3	4,50	240	273	1,60	316	191	1,65	176	1,80	236	1,34	163	1,93
	CAA	10	3,00	30,4	4,50	240	273	1,36	218	161	1,36	151	1,45	200	1,09	139	1,57
	CAA	10	3,00	42,9	4,50	240	273	1,36	283	181	1,56	162	1,75	200	1,41	139	2,04
	CAA	10	3,00	49,1	4,50	240	273	1,36	309	191	1,62	167	1,85	200	1,54	139	2,22
	CAA	10	2,50	38,4	4,50	240	273	1,36	323	174	1,85	158	2,04	200	1,61	139	2,33
	CAA	10	3,50	39,5	4,50	240	273	1,36	250	176	1,42	159	1,57	200	1,25	139	1,80
	CAA	10	3,00	39,9	4,50	240	273	1,54	282	187	1,51	171	1,65	227	1,24	157	1,79
	CAA	10	3,00	39,5	4,50	240	273	1,82	293	203	1,44	189	1,55	268	1,09	186	1,58
	CAA	10	3,00	38,5	4,50	240	273	1,60	248	188	1,32	174	1,43	236	1,05	163	1,52
d_{\max} , b_w e d em mm f_c e $\rho_w f_{yw}$ em MPa V_u e V_R em kN ρ em %																	

Tabela A.1 – Resumo dos dados das vigas estudadas (continuação).

	Tipo de Concreto	d_{\max}	a/d	f_c	ρ	b_w	d	$\rho_w f_{yw}$	V_u	NBR 6118:2014		ACI 318:2011		EN 1992-1-1:2004		MC 2010	
										V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R
ATSHAN (2012)	CAA	10	2,05	29,4	2,07	100	146	0	24,0	17,5	1,37	13,5	1,78	20,4	1,17	11,0	2,18
	CAA	10	2,05	41,4	2,07	100	146	0	29,0	22,0	1,32	16,0	1,82	22,9	1,27	13,1	2,22
	CAA	10	2,05	49,2	2,07	100	146	0	31,5	24,7	1,28	17,4	1,81	24,3	1,30	14,2	2,21
	CAA	10	2,05	29,4	2,07	100	146	1,20	44,5	33,4	1,33	31,0	1,43	39,6	1,12	27,4	1,62
	CAA	10	2,05	41,4	2,07	100	146	1,20	49,0	37,8	1,29	33,6	1,46	39,6	1,24	27,4	1,79
	CAA	10	2,05	49,2	2,07	100	146	1,20	51,5	40,5	1,27	35,0	1,47	39,6	1,30	27,4	1,88
SALMAN <i>et al.</i> (2013)	CV	10	2,58	26,0	1,30	180	194	0,911	97,5	67,2	1,45	62,1	1,57	71,5	1,36	49,6	1,97
	CV	10	2,58	26,0	1,62	180	194	0,911	113	67,2	1,67	62,1	1,81	71,5	1,57	49,6	2,27
	CV	10	2,58	26,0	1,94	180	194	0,911	148	67,2	2,19	62,1	2,38	71,5	2,06	49,6	2,98
	CAA	10	2,58	24,7	1,30	180	194	0,911	94,0	65,9	1,43	61,3	1,53	71,5	1,31	49,6	1,90
	CAA	10	2,58	24,7	1,62	180	194	0,911	109	65,9	1,65	61,3	1,78	71,5	1,52	49,6	2,20
	CAA	10	2,58	24,7	1,94	180	194	0,911	150	65,9	2,27	61,3	2,45	71,5	2,10	49,6	3,03
	CAA	10	2,58	48,8	1,30	180	194	0,911	115	87,4	1,32	73,3	1,57	71,5	1,61	49,6	2,32
	CAA	10	2,58	48,8	1,62	180	194	0,911	138	87,4	1,57	73,3	1,88	71,5	1,92	49,6	2,77
	CAA	10	2,58	48,8	1,94	180	194	0,911	168	87,4	1,92	73,3	2,29	71,5	2,34	49,6	3,38
d_{\max} , b_w e d em mm f_c e $\rho_w f_{yw}$ em MPa V_u e V_R em kN ρ em %																	

Tabela A.1 – Resumo dos dados das vigas estudadas (continuação).

	Tipo de Concreto	d_{\max}	a/d	f_c	ρ	b_w	d	$\rho_w f_{yw}$	V_u	NBR 6118:2014		ACI 318:2011		EN 1992-1-1:2004		MC 2010	
										V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R	V_R	V_u/V_R
AREZOUMANDI e VOLZ (2013)	CV	19	3,00	34,0	1,27	300	399	0	107	158	0,675	119	0,900	129	0,827	78,0	1,37
	CV	19	3,00	34,5	1,27	300	399	0	123	160	0,771	120	1,03	130	0,950	78,6	1,57
	CV	19	3,20	34,0	2,03	300	375	0	156	149	1,05	111	1,40	143	1,09	74,7	2,09
	CV	19	3,20	34,5	2,03	300	375	0	166	150	1,10	112	1,48	144	1,15	75,2	2,20
	CV	19	3,20	34,0	2,71	300	374	0	153	148	1,03	111	1,37	143	1,07	74,6	2,05
	CV	19	3,20	34,5	2,71	300	374	0	191	150	1,28	112	1,71	143	1,33	75,1	2,55
	CAA	19	3,00	53,0	1,27	300	399	0	130	205	0,634	148	0,877	150	0,868	97,4	1,33
	CAA	19	3,00	39,6	1,27	300	399	0	128	175	0,731	128	1,00	136	0,943	84,2	1,52
	CAA	19	3,20	53,0	2,03	300	375	0	178	192	0,926	139	1,28	166	1,07	93,2	1,91
	CAA	19	3,20	39,6	2,03	300	375	0	170	164	1,03	120	1,41	150	1,13	80,6	2,10
	CAA	19	3,21	53,0	2,71	300	374	0	210	192	1,10	139	1,52	165	1,27	93,1	2,26
	CAA	19	3,21	39,6	2,71	300	374	0	186	164	1,13	120	1,55	150	1,24	80,5	2,30
d_{\max} , b_w e d em mm f_c e $\rho_w f_{yw}$ em MPa V_u e V_R em kN ρ em %																	

APÊNDICE B

Resultados dos ensaios dos corpos-de-prova de concreto

Tabela B.1 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão para a idade de 33 dias.

Carga (kN)	f_c (MPa)
1120	63,5
1140	64,2
1190	67,2

Tabela B.2 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão para as idades de ensaios das vigas.

Carga (kN)	f_c (MPa)
1150	65,0
1290	72,8
1230	69,4
1290	73,2
1310	74,4
1160	65,7
1190	67,3
1210	68,6
1170	66,4
1270	72,0
1280	72,3
1350	76,2
1450	81,8
1370	77,7

Tabela B.3 – Resultados dos corpos-de-prova ensaiados à tração por compressão diametral.

Carga (kN)	f_{ct,sp} (MPa)
356	5,04
315	4,46
380	5,38
291	4,12
360	5,09
332	4,70

Tabela B.4 – Resultados dos ensaios do módulo de elasticidade tangente inicial do concreto.

E_c (GPa)
31,5
35,8
36,9
29,8
31,0
37,5

APÊNDICE C

Curvas tensão normal - deformação específica das amostras de aço e resultados obtidos

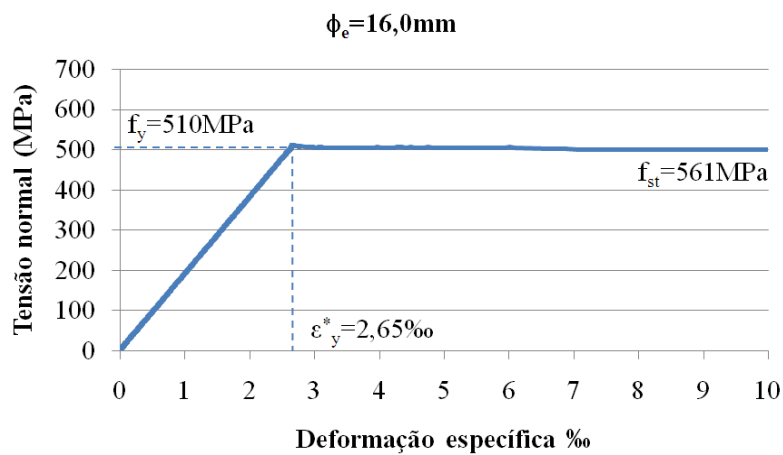
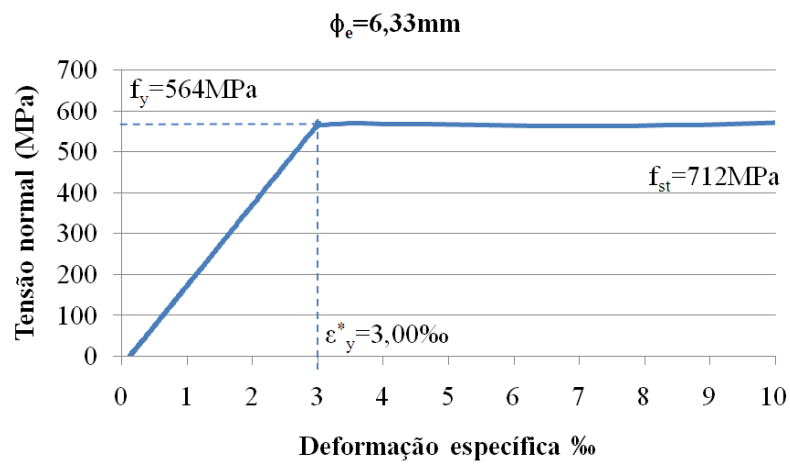
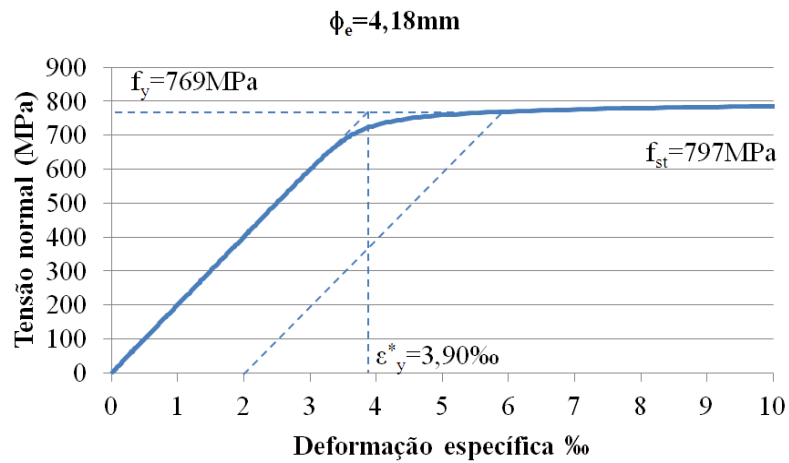


Figura C.1 – Curvas tensão normal - deformação específica obtidas dos ensaios de amostras de aço (continua).

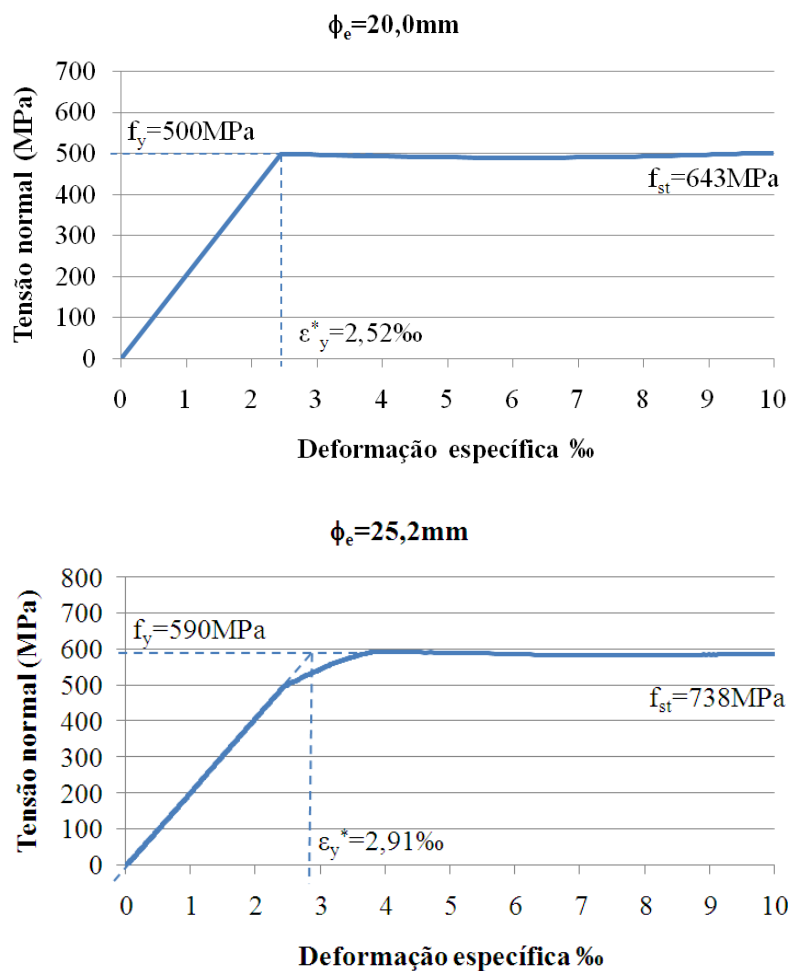


Figura C.1 – Curvas tensão normal - deformação específica obtidas dos ensaios de amostras de aço (continuação).

Tabela C.1 – Resultados das amostras de aço ensaiadas.

Φ_e (mm)	f_y (MPa)	ε_y^* (‰)	f_{st} (MPa)
4,18	769	3,90	797
4,19	770	4,07	793
6,31	570	2,96	710
6,33	564	3,00	712
15,9	510	2,67	561
16,0	510	2,65	561
20,0	500	2,52	643
20,0	510	2,64	575
25,2	587	2,89	732
25,2	590	2,91	738

APÊNDICE D

Resultados dos ensaios das vigas

Tabela D.1 – Resultados dos ensaios da viga V1 (continua).

Carga (kN)	Deslocamento vertical (mm)	Deformação do concreto (‰)		Deformação das armaduras (‰)		
				Longitudinal	Transversal	
		A	B		C	D
0	0	0	0	0	0	0
0	0	-0,001	0,002	-0,001	0,000	0,003
20,4	0	-0,053	-0,058	0,067	0,002	0,006
20,0	0	-0,059	-0,058	0,066	0,001	0,005
40,0	0	-0,112	-0,114	0,159	0,001	0,006
39,7	0	-0,113	-0,112	0,163	0,001	0,007
60,9	0	-0,183	-0,193	0,379	0,005	0,004
60,2	0	-0,183	-0,190	0,381	0,005	0,005
80,2	0	-0,235	-0,257	0,534	0,000	0,009
80,2	0	-0,236	-0,256	0,534	0,001	0,007
100	0	-0,292	-0,330	0,668	-0,018	0,064
101	0	-0,293	-0,329	0,678	-0,019	0,062
121	0	-0,350	-0,400	0,813	0,000	0,065
121	0	-0,351	-0,399	0,814	0,002	0,063
140	0	-0,409	-0,468	0,948	0,056	0,069
140	0	-0,411	-0,468	0,947	0,062	0,064
161	0	-0,471	-0,537	1,08	0,144	0,062
161	0	-0,472	-0,539	1,08	0,150	0,064
181	0	-0,496	-0,683	1,21	2,84	1,39
181	0	-0,497	-0,680	1,21	2,87	1,41
201	0	-0,560	-0,712	1,34	3,27	1,67
201	0	-0,557	-0,708	1,35	3,29	1,69
221	0	-0,633	-0,773	1,47	3,68	1,92
220	0	-0,633	-0,773	1,47	3,68	1,93
241	0	-0,706	-0,831	1,60	4,04	2,12
241	0	-0,705	-0,829	1,60	4,05	2,13
1,75	0	0,070	0,030	0,502	0,852	1,44
1,75	0,008	0,068	0,033	0,502	0,853	1,44
100	2,74	-0,259	-0,307	0,963	2,16	1,68
99,4	2,74	-0,258	-0,306	0,963	2,16	1,68
200	5,70	-0,584	-0,669	1,50	3,62	2,11
200	5,71	-0,582	-0,667	1,50	3,63	2,12
240	6,99	-0,712	-0,810	1,72	4,21	2,29
241	7,01	-0,714	-0,809	1,73	4,23	2,30
261	7,77	-0,777	-0,868	1,845	4,60	2,41
261	7,79	-0,781	-0,868	1,847	4,61	2,42
280	8,51	-0,859	-0,934	1,959	5,00	2,50
A e B: Extensômetros a 10mm e 30mm da face superior da viga, respectivamente. C e D: Extensômetros em dois estribos consecutivos, sendo D o mais próximo da seção de carregamento.						

Tabela D.1 – Resultados dos ensaios da viga V1 (continuação).

Carga (kN)	Deslocamento vertical (mm)	Deformação do concreto (%)		Deformação das armaduras (%)		
				Longitudinal	Transversal	
		A	B		C	D
281	8,56	-0,862	-0,931	1,96	5,03	2,50
301	9,42	-0,961	-1,00	2,08	5,47	-
300	9,41	-0,963	-0,998	2,08	5,48	-
320	10,3	-1,09	-1,06	2,20	6,16	-
320	10,4	-1,11	-1,06	2,20	6,22	-
342	11,4	-1,29	-1,10	2,32	6,66	-
341	11,4	-1,31	-1,10	2,32	6,66	-
A e B: Extensômetros a 10mm e 30mm da face superior da viga, respectivamente. C e D: Extensômetros em dois estribos consecutivos, sendo D o mais próximo da seção de carregamento.						

Tabela D.2 – Resultados dos ensaios da viga V2.

Carga (kN)	Deslocamento vertical (mm)	Deformação do concreto (‰)		Deformação da armadura transversal (‰)	
		A	B	C	D
0	0	0	0	0	0
0	-0,004	-0,001	-0,001	-0,001	0,002
20,4	0,414	-0,051	-0,046	0,002	0,002
19,9	0,412	-0,049	-0,043	0,002	0,002
38,3	1,05	-0,104	-0,095	0,001	0,002
40,1	1,08	-0,111	-0,099	0,001	0,004
57,9	2,02	-0,174	-0,152	0,011	0,015
60,0	2,06	-0,187	-0,161	0,009	0,017
81,5	2,84	-0,266	-0,229	0,023	0,065
81,8	2,97	-0,262	-0,198	0,025	0,071
99,9	3,56	-0,320	-0,283	0,064	0,131
99,5	3,65	-0,315	-0,284	0,070	0,149
119	4,38	-0,381	-0,345	0,100	0,239
121	4,45	-0,383	-0,351	0,104	0,258
136	5,16	-0,447	-0,411	0,128	0,377
140	5,22	-0,454	-0,421	0,129	0,392
159	5,83	-0,519	-0,483	0,135	0,503
155	6,11	-0,522	-0,481	0,238	0,550
161	6,41	-0,541	-0,493	0,479	0,554
160	6,56	-0,559	-0,497	0,665	0,558
181	7,34	-0,716	-0,517	0,950	0,623
188	7,57	-0,746	-0,528	1,03	0,669
203	8,19	-0,837	-0,537	1,15	0,760
210	8,45	-0,844	-0,527	1,17	0,805
220	9,10	-0,955	-0,659	1,26	1,09
222	9,36	-0,948	-0,653	1,29	1,22
238	10,1	-1,01	-0,647	1,33	1,53
235	10,4	-1,01	-0,594	1,34	1,65
229	10,8	-0,979	-0,522	1,34	1,75
233	10,8	-0,992	-0,535	1,34	1,77
237	11,0	-0,995	-0,535	1,34	1,80
245	11,2	-1,03	-0,554	1,34	1,84
100	12,7	-0,823	-0,942	1,04	0,63
97,9	12,7	-0,821	-0,938	1,04	0,62
0	5,60	-0,120	-0,362	1,01	0,38
0	5,25	-0,116	-0,355	1,01	0,38
A e B: Extensômetros a 10mm e 30mm da face superior da viga, respectivamente. C e D: Extensômetros em dois estribos consecutivos, sendo D o mais próximo da seção de carregamento.					

Tabela D.3 – Resultados dos ensaios da viga V3.

Carga (kN)	Deslocamento vertical (mm)	Deformação do concreto (‰)		Deformação das armaduras (‰)		
				Longitudinal	Transversal	
		A	B		C	D
0	0	0	0	0	0	0
0	-0,154	0,002	0,003	0	0,001	0,001
19,9	0,873	-0,045	-0,045	0,067	0,009	0,006
19,6	0,853	-0,041	-0,039	0,070	0,010	0,008
41,0	1,36	-0,102	-0,095	0,155	0,013	0,008
40,7	1,44	-0,109	-0,102	0,210	0,012	0,010
59,9	1,93	-0,164	-0,150	0,398	0,015	0,015
59,2	2,15	-0,165	-0,149	0,408	0,016	0,015
81,4	2,98	-0,249	-0,230	0,551	0,028	-0,009
82,1	3,04	-0,251	-0,230	0,558	0,030	-0,011
100	3,56	-0,325	-0,299	0,689	0,030	-0,021
100	3,44	-0,324	-0,296	0,690	0,031	-0,019
121	4,18	-0,390	-0,360	0,822	0,042	-0,012
121	4,25	-0,392	-0,359	0,823	0,064	-0,005
141	4,90	-0,465	-0,426	0,949	0,087	0,034
141	5,00	-0,465	-0,426	0,957	0,092	0,046
160	5,68	-0,541	-0,495	1,08	0,096	0,121
168	6,24	-0,541	-0,492	1,10	0,092	0,146
171	6,55	-0,591	-0,533	1,15	0,312	0,188
171	6,63	-0,610	-0,532	1,16	0,420	0,189
177	6,81	-0,699	-0,552	1,21	0,647	0,200
185	6,98	-0,712	-0,552	1,23	0,692	0,208
191	7,54	-0,788	-0,561	1,28	0,816	0,229
191	7,51	-0,807	-0,548	1,29	0,854	0,234
200	7,75	-0,892	-0,521	1,34	1,017	0,256
204	8,03	-0,924	-0,510	1,36	1,092	0,260
211	8,91	-1,05	-0,394	1,41	1,672	0,285
210	9,12	-1,05	-0,384	1,41	1,690	0,293
95,0	10,4	-0,854	-	0,823	0,872	0,539
91,2	10,5	-0,841	-	0,806	0,867	0,542
87,3	10,6	-0,822	-	0,790	0,867	0,545
91,5	10,6	-0,837	-	0,802	0,867	0,547
0	4,97	-0,161	-	0,358	0,850	0,452
0	5,02	-0,162	-	0,362	0,850	0,454
A e B: Extensômetros a 10mm e 30mm da face superior da viga, respectivamente. C e D: Extensômetros em dois estribos consecutivos, sendo D o mais próximo da seção de carregamento.						

Tabela D.4 – Resultados dos ensaios da viga V4 (continua).

Carga (kN)	Deslocamento vertical (mm)	Deformação do concreto (‰)		Deformação das armaduras (‰)		
				Longitudinal	Transversal	
		A	B		C	D
0	0	0	0	0	0	0
0	0,002	0	0,001	0	-0,001	-0,002
20,3	1,08	-0,060	-0,052	0,074	0,005	0,006
20,1	1,08	-0,061	-0,052	0,077	0,005	0,007
39,9	1,91	-0,141	-0,115	0,161	0,006	0,007
40,1	1,94	-0,139	-0,111	0,165	0,007	0,006
49,6	2,37	-0,203	-0,160	0,283	0,008	0,011
50,4	2,49	-0,207	-0,164	0,335	0,008	0,012
60,8	2,91	-0,244	-0,195	0,416	0,008	0,016
59,9	2,96	-0,244	-0,193	0,425	0,010	0,017
71,1	3,43	-0,283	-0,224	0,495	0,013	0,015
70,6	3,48	-0,287	-0,225	0,504	0,013	0,011
80,4	3,90	-0,323	-0,257	0,570	0,018	-0,023
80,6	3,92	-0,323	-0,254	0,576	0,020	-0,023
90,4	4,31	-0,357	-0,283	0,644	0,034	-0,030
90,5	4,37	-0,360	-0,285	0,650	0,043	-0,028
101	4,76	-0,395	-0,311	0,717	0,044	-0,020
100	4,79	-0,395	-0,312	0,721	0,042	-0,017
111	5,16	-0,424	-0,337	0,784	0,038	-0,007
110	5,20	-0,422	-0,336	0,789	0,039	-0,005
120	5,54	-0,455	-0,361	0,855	0,043	-0,001
120	5,58	-0,455	-0,362	0,862	0,043	0,002
130	5,94	-0,483	-0,387	0,925	0,051	0,009
130	5,97	-0,484	-0,387	0,930	0,051	0,013
140	6,36	-0,517	-0,415	0,997	0,067	0,021
140	6,40	-0,520	-0,420	1,00	0,072	0,019
151	6,80	-0,570	-0,457	1,07	0,090	0,046
150	6,84	-0,578	-0,460	1,07	0,101	0,081
161	7,26	-0,635	-0,502	1,14	0,295	0,216
161	7,29	-0,638	-0,502	1,14	0,325	0,235
171	7,67	-0,682	-0,534	1,21	0,545	0,310
171	7,75	-0,686	-0,533	1,21	0,607	0,333
171	7,67	-0,682	-0,534	1,21	0,545	0,310
171	7,75	-0,686	-0,533	1,21	0,607	0,333
181	8,18	-0,750	-0,579	1,28	1,15	0,371
181	8,43	-0,964	-0,643	1,26	2,12	0,642
182	9,09	-0,935	-0,613	1,30	3,63	1,60
A e B: Extensômetros a 10mm e 30mm da face superior da viga, respectivamente. C e D: Extensômetros em dois estribos consecutivos, sendo D o mais próximo da seção de carregamento.						

Tabela D.4 – Resultados dos ensaios da viga V4 (continuação).

Carga (kN)	Deslocamento vertical (mm)	Deformação do concreto (%)		Deformação das armaduras (%)		
				Longitudinal	Transversal	
		A	B		C	D
181	9,14	-0,912	-0,612	1,30	3,69	1,64
190	9,51	-0,920	-0,649	1,35	4,12	1,80
190	9,63	-0,913	-0,653	1,36	4,22	1,82
200	10,0	-0,919	-0,694	1,41	4,84	1,91
200	10,1	-0,906	-0,701	1,42	4,96	1,94
210	10,6	-0,906	-0,741	1,48	5,63	1,96
211	10,7	-0,893	-0,753	1,48	5,79	1,97
220	11,2	-0,866	-0,818	1,54	6,34	1,98
221	11,4	-0,827	-0,849	1,55	6,40	1,98
225	11,8	-0,769	-0,904	1,57	-	1,99
117	12,8	-0,402	-0,679	1,06	-	0,936
0	5,45	-0,121	-0,131	0,443	-	0,797
0	5,45	-0,121	-0,130	0,442	-	0,794
A e B: Extensômetros a 10mm e 30mm da face superior da viga, respectivamente. C e D: Extensômetros em dois estribos consecutivos, sendo D o mais próximo da seção de carregamento.						

Tabela D.5 – Resultados dos ensaios da viga V5 (continua).

Carga (kN)	Deslocamento vertical (mm)	Deformação do concreto (‰)		Deformação das armaduras (‰)		
				Longitudinal	Transversal	
		A	B		C	D
0	0	0	0	0	0	0
0	-0,009	0,001	0,001	0,001	0	0,001
20,7	0,693	-0,048	-0,047	0,050	-0,002	0,005
20,3	0,696	-0,046	-0,045	0,053	-0,001	0,006
40,1	1,16	-0,105	-0,104	0,134	-0,005	0,005
40,2	1,19	-0,104	-0,103	0,148	-0,003	0,006
50,6	1,75	-0,147	-0,133	0,318	0,001	0,021
50,5	1,77	-0,148	-0,133	0,321	0,000	0,023
60,5	2,20	-0,181	-0,164	0,406	0,004	0,012
60,6	2,24	-0,182	-0,163	0,413	0,004	0,014
70,3	2,68	-0,218	-0,196	0,485	0,019	0,023
70,8	2,76	-0,218	-0,196	0,494	0,017	0,028
80,6	3,17	-0,251	-0,223	0,570	0,003	0,041
80,3	3,18	-0,251	-0,225	0,573	0,002	0,043
90,3	3,60	-0,283	-0,255	0,647	-0,018	0,057
90,5	3,63	-0,285	-0,254	0,653	-0,016	0,056
100	4,05	-0,320	-0,285	0,723	-0,023	0,065
100	4,07	-0,318	-0,285	0,727	-0,022	0,067
111	4,46	-0,351	-0,315	0,797	-0,027	0,081
111	4,47	-0,352	-0,314	0,801	-0,028	0,089
120	4,86	-0,383	-0,343	0,873	-0,006	0,102
120	4,89	-0,381	-0,343	0,875	0,000	0,103
131	5,30	-0,419	-0,373	0,941	0,025	0,109
130	5,32	-0,419	-0,370	0,941	0,031	0,110
141	5,74	-0,452	-0,395	1,01	0,076	0,122
141	5,76	-0,452	-0,396	1,02	0,083	0,122
150	6,87	-0,528	-0,415	1,08	0,646	0,134
151	6,90	-0,528	-0,414	1,08	0,671	0,134
161	7,53	-0,452	-0,434	1,15	0,826	0,141
160	7,58	-0,443	-0,432	1,15	0,838	0,142
171	8,09	-0,243	-0,447	1,22	0,864	0,146
171	8,17	-0,128	-0,443	1,23	0,869	0,147
181	8,77	0,455	-0,465	1,30	0,882	0,150
180	8,87	0,606	-0,465	1,30	0,882	0,152
96,1	10,4	8,40	-0,168	0,861	0,678	0,203
95,4	10,4	8,42	-0,164	0,857	0,676	0,203
95,1	10,4	8,42	-0,162	0,855	0,675	0,207
A e B: Extensômetros a 10mm e 30mm da face superior da viga, respectivamente. C e D: Extensômetros em dois estribos consecutivos, sendo D o mais próximo da seção de carregamento.						

Tabela D.5 – Resultados dos ensaios da viga V5 (continuação).

Carga (kN)	Deslocamento vertical (mm)	Deformação do concreto (‰)		Deformação das armaduras (‰)		
				Longitudinal	Transversal	
		A	B		C	D
95,0	10,44	8,42	-0,162	0,851	0,676	0,210
0	4,90	8,81	0,022	0,368	0,629	0,203
0	4,88	8,80	0,022	0,365	0,630	0,203
A e B: Extensômetros a 10mm e 30mm da face superior da viga, respectivamente. C e D: Extensômetros em dois estribos consecutivos, sendo D o mais próximo da seção de carregamento.						

Tabela D.6 – Resultados dos ensaios da viga V6 (continua).

Carga (kN)	Deslocamento vertical (mm)	Deformação do concreto (‰)		Deformação da armadura transversal (‰)	
		A	B	C	D
0	0	0	0	0	0
0	-0,001	-0,001	-0,001	0,001	0,001
20,0	0,849	-0,060	-0,054	0,004	0,021
19,8	0,859	-0,057	-0,055	0,004	0,026
40,3	1,44	-0,123	-0,113	0,009	0,066
40,2	1,44	-0,126	-0,114	0,012	0,048
60,3	2,18	-0,195	-0,177	0,018	0,063
60,0	2,19	-0,194	-0,176	0,020	0,065
80,7	2,99	-0,277	-0,251	0,058	0,024
80,0	3,00	-0,276	-0,248	0,058	0,026
100	3,70	-0,348	-0,307	0,051	0,040
101	3,74	-0,347	-0,308	0,049	0,040
120	4,45	-0,412	-0,370	0,052	0,053
121	4,48	-0,421	-0,373	0,053	0,053
140	5,22	-0,488	-0,438	0,058	0,078
141	5,25	-0,490	-0,439	0,058	0,084
160	6,04	-0,588	-0,516	0,087	0,128
160	6,08	-0,596	-0,520	0,114	0,159
181	7,40	-0,707	-0,593	0,291	0,628
180	7,36	-0,703	-0,591	0,297	0,638
200	8,05	-0,756	-0,629	0,373	0,969
201	8,11	-0,752	-0,626	0,378	0,967
220	8,88	-0,794	-0,671	0,435	1,15
220	8,91	-0,793	-0,669	0,441	1,14
240	9,76	-0,854	-0,725	0,506	1,27
241	9,79	-0,854	-0,724	0,510	1,27
260	10,5	-0,934	-0,785	0,569	1,36
260	10,6	-0,932	-0,786	0,577	1,39
281	11,7	-1,07	-0,866	0,699	1,50
281	11,7	-1,08	-0,870	0,710	1,45
301	12,7	-1,25	-0,931	0,749	1,66
300	12,8	-1,25	-0,926	0,754	1,66
310	13,2	-1,32	-0,954	0,780	1,78
310	13,3	-1,34	-0,950	0,785	1,78
320	13,7	-1,45	-0,968	0,803	1,90
320	13,8	-1,47	-0,958	0,810	1,89
330	14,8	-1,62	-0,875	1,13	1,95

A e B: Extensômetros a 10mm e 30mm da face superior da viga, respectivamente.
C e D: Extensômetros em dois estribos consecutivos, sendo D o mais próximo da seção de carregamento.

Tabela D.6 – Resultados dos ensaios da viga V6 (continuação).

Carga (kN)	Deslocamento vertical (mm)	Deformação do concreto (‰)		Deformação da armadura transversal (‰)	
		A	B	C	D
330	14,9	-1,64	-0,862	1,14	1,98
340	15,3	-1,74	-0,774	1,17	2,01
340	15,5	-1,77	-0,686	1,19	2,02
350	16,0	-1,84	-0,376	1,24	2,02
350	16,2	-1,80	-0,210	1,26	2,05
359	16,8	-0,410	-	1,31	2,97
314	17,3	-0,364	-	1,31	2,82
326	19,0	-0,355	-	1,33	2,78
324	19,0	-0,354	-	1,33	2,78
0	7,77	-0,316	-	1,11	1,80
0	7,78	-0,318	-	1,11	1,77
A e B: Extensômetros a 10mm e 30mm da face superior da viga, respectivamente. C e D: Extensômetros em dois estribos consecutivos, sendo D o mais próximo da seção de carregamento.					